ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ Β'
Δομοστατικού Σχεδιασμού

ΘΕΜΑ :

"ΕΞΕΤΑΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΠΟΛΥΩΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΤΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 - ΕΑΚ 2000"

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σαπακόλη Νικολέτα του Ιωάννη (Α.Μ:28563)
Πλαφουτζή Αγγελική του Γεωργίου (Α.Μ:35265)
Καϊμάκη Κυριακή του Νικολάου (Α.Μ:35225)

ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
Δρ ΜΩΚΟΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟΣ ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ
Τ.Ε.Ι ΠΕΙΡΑΙΑ

ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2012

Ευχαριστίες

Αρχικά,εκφράζουμε τις θερμές μας ευχαριστίες στον καθηγητή κ. Βασίλειο Μώκο,ο οποίος επέβλεψε την πτυχιακή μας εργασία,καθώς και στον κ. Χρήστο Δήμου για την ουσιαστική βοήθεια που μας παρείχε πάνω στον ΕΑΚ 2000 και τον Ευρωκώδικα 8.
Η άρτια επιστημονική τους κατάρτιση είναι δεδομένη και δεν αμφισβητείται.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΜΕΡΟΣ Ι : ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ

1ο Κεφάλαιο: ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ-ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ……..……..……..σ.8

1.1 Αντισεισμικοί Κανονισμοί Γενικά…….……..σ.9
1.2 Αντισεισμικοί Κανονισμοί - Ιστορικάστοιχεία……..…….....σ. 9
1.3 Γενικά στοιχεία Ευρωκωδίκων-Παρουσίαση του ΕC8……..……...σ.10
1.4 «Γενικά» (Κεφ. 1 τουEC8)……..……..σ.12
1.5 «Απαιτήσεις Συμπεριφοράς και Κριτήρια Συμμόρφωσης» (Κεφ.2 του EC8)……..…..σ.12

2ο Κεφάλαιο: ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ (Κεφ.3 του EC8)…….. σ.18
2.1 Γενικά……σ.19
2.2 Εδαφικές Συνθήκες……...σ.19
2.2.1 Γενικά……...σ.19
2.2.2 Κατηγοριοποίηση των εδαφών……....σ.19
2.3 Σεισμική δράση……..……...σ.22
2.3.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας…….……σ.22
2.3.2 Βασική αναπαράσταση της σεισμικής δράσης……..…σ.22
2.3.2.1 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Οριζόντιας Συνιστώσας..…...σ.23
2.3.2.2 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Κατακόρυφης Συνιστώσας…σ.31
2.3.2.3 Εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού……..……..σ.32
2.3.2.4 Φάσμα Σχεδιασμού Οριζόντιας Συνιστώσας για ελαστική ανάλυση…….……σ.40
2.3.2.5 Φάσμα Σχεδιασμού Κατακόρυφης Συνιστώσας……..…σ.40
2.3.3 Συνδιασμός της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις…….....σ.42
2.4 Συμπεράσματα κεφαλαίου……..……σ.44

3ο Κεφάλαιο: ΑΝΑΛΥΣΗ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ (Κεφ.4τουEC8)…….……..σ.45
3.1 Γενικά Χαρακτηριστικά κατασκευών ανθεκτικά σε σεισμό……σ.46
3.2 Κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη……...σ.47
3.3 Δομική Κανονικότητα……..σ.49
3.3.1. Κανονικότητα σε κάτοψη…….……..σ.50
3.3.2. Κανονηκότητα σε όψη……....σ.54
3.4 Δομική ανάλυση…….……σ.57
3.4.1 Προσομοίωση……...σ.57
3.4.2 Τυχηματική εκκεντρότητα (Γενικά)…….……....σ.57
3.4.3 Μέθοδοι ανάλυσης……..σ.58
3.4.3.1 Μέθοδος της πλευρικής δύναμης (Απλοποιημένη φασματική μέθοδος)…..…….……..……..…σ.60

3.4.3.2 Δυναμική φασματική μέθοδος……..……..σ.70
3.4.3.3 Μη γραμμικές μέθοδοι……..……..σ.73
3.4.3.4 Συνδιασμός των εντατικών μεγεθών των συνιστωσών της σεισμικής δράσης (Χωρική Επαλληλία)……σ.76
3.4.4 Ανάλυση μετακινήσεων……..……σ.81
3.4.5 Μη φέροντα στοιχεία-Προσαρτήματα…….……σ.83
3.4.6 Πρόσθετα μέτρα για τοιχοπληρώσεις……..σ.87
3.5 Κριτήρια ασφάλειας…….……σ.86
3.5.1 Γενικά……..……σ.89
3.5.2.Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Ultimate Limit State……σ.90
3.5.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών- Damage State……..……..……..…....σ.101

4ο Κεφάλαιο:(Κεφ.5 του EC8) :ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ……..…..σ.107
4.1 Γενικά…….……σ.108
4.1.1 Πεδίο εφαρμογής…….……..σ.108
4.1.2 Όροι και ορισμοί……....σ.108
4.2 Βάσεις σχεδιασμού……..……..……σ.110
4.2.1 Ικανότητα απόδοσης ενέργειας και κατηγορίες πλαστιμότητα…….σ.110
4.2.2 Τύποι στατικών συστημάτων και συντελεστές συμπεριφοράς……..σ.111
4.2.2.1 Τύποι στατικών συστημάτων…….....σ.111
4.2.2.2 Συντελεστές συμπεριφοράς για οριζόντιες σεισμικές δράσεις……....σ.112
4.2.3 Κριτήρια σχεδιασμού……..……..……σ.114
4.2.3.1 Γενικά……..……σ.114
4.2.3.2 Συνθήκη τοπικής αντοχής……...σ.114
4.2.3.3 Κανόνας ικανοτικού σχεδιασμού……σ.114
4.2.3.4 Συνθήκη τοπικής πλαστιμότητας……..……..σ.115
4.2.3.5 Υπερστατικότητα……σ.116
4.2.3.6 Δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία και αντοχές……σ.116
4.2.3.7 Ειδικά πρόσθετα μέτρα…….……..σ.117
4.2.4 Έλεγχοι ασφαλείας……....…σ.117
4.3 Μελέτη σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1……...……..σ.118
4.3.1 Γενικά……...……..σ.118
4.3.2 Υλικά…….……...…σ.118
4.3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς…….……..……....σ.118
4.4 Μελέτη για ΚΠΜ……..……..……..……..σ.118
4.4.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά…….……...…σ.118
4.4.1.1 Απαιτήσεις υλικών…….……σ.118
4.4.1.2Γεωμετρικοί περιορισμοί…….……....σ.118
4.4.2 Εντατικά μεγέθοι σχεδιασμού……...σ.119
4.4.2.1 Γενικά……σ.119
4.4.2.2 Δοκοί……...……....σ.120
4.4.2.3 Υποστυλώματα……...σ.121
4.4.2.4 Ειδικές διατάξεις για πλάστιμα τοιχώματα……..……..…σ.122
4.4.2.5 Ειδικές διατάξεις για μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα…….……....……σ.125
4.4.3 Έλεγχοι ΟΚΑ και διαμόρφωση λεπτομερειών ……σ.125

4.4.3.1 Δοκοί……..…σ.125
4.4.3.2 Υποστηλώματα……...…σ.127
4.4.3.3.1 Κόμβοι δοκών-υποστηλωμάτων……...…σ.131
4.4.3.3.2 Πλαστικά τοιχώματα……...σ.131
4.4.3.3.3 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα ……...σ.136
4.5 Μελέτη για ΚΠΥ……...…σ.137
4.5.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά……..…σ.137
4.5.1.1 Απαιτήσεις υλικών……σ.137
4.5.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί……...…σ.137
4.5.2 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού……σ.138
4.5.2.1 Δοκοί……....σ.138
4.5.2.2 Υποστηλώματα……...…..σ.138
4.5.2.3 Κόμβοι δοκών υποστηλωμάτων……σ.138
4.5.2.4 Πλάστιμα τοιχώματα……..…σ.139
4.5.3 Έλεγχοι ΟΚΑκαι διαμόρφωση λεπτομερειών……..σ.140
4.5.3.1 Δοκοί……σ.140
4.5.3.2 Υποστηλώματα……σ.141
4.5.3.3 Κόμβοι δοκού-υποστηλώματος……σ.143
4.5.3.4 Πλάστιμα τοιχώματα……...……..σ.145
4.5.3.5 Στοιχεία σύζευξης συζευγμένων τοιχωμάτων……..……σ.149
4.6 Διατάξεις για αγκυρώσεις και ενώσεις ράβδων……..……σ.150
4.6.1 Γενικά……...σ.150
4.6.2 Αγκύρωση ράβδων……...…σ.150
4.6.2.1 Υποστηλώματα……..…σ.150
4.6.2.2 Δοκοί……σ.150
4.6.3 Ενώσεις ράβδων……...……σ.152
4.7 Μελέτη και διαμόρφωση λεπτομερειών δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων……σ.152
4.8 Στοιχεία θεμελείωσης από σκυρόδεμα……...σ.153
4.8.1 Πεδίο εφαρμογής……....σ.153
4.8.2 Συνδετήριες δοκοί και δοκοί θεμελίωσης……σ.154
4.8.3 Συνδέσεις κατακόρυφων στοιχείων με δοκούς θεμελίωσης ή τοιχώματα……...…σ.154
4.8.4 Επί τόπου σκυροδετούμενοι πάσσαλοι και πασσαλόδεσμοι……σ.155
4.9 Τοπικές επιδράσεις λόγω τοιχοπληρώσεων από τοιχοποιία ή σκυρόδεμα……...σ.155
4.10 Διατάξεις για διαφράγματα από σκυρόδεμα……...……...σ.156
4.11 Προκατασκευασμένοι φορείς από σκυρόδεμα ……...……..σ.157
4.11.1 Γενικά……..σ.157
4.11.1.1 Πεδίο εφαρμογής και στατικά συστήματα……...…σ.157
4.11.1.2 Αξιολόγηση προκατασκευασμένων φορέων……σ.158
4.11.1.3 Κριτήρια σχεδιασμού……...…σ.159
4.11.1.4 Συντελεστές συμπεριφοράς……...σ.160
4.11.1.5 Ανάλυση παροδικής καταστασης……..σ.160
4.11.2 Συνδέσεις προκατασκευασμένων στοιχείων……..……σ.161
4.11.2.1 Γενικές διατάξεις……...σ.161
4.11.2.2 Αποτίμηση της αντοχής των συνδέσεων……..σ.161
4.11.3 Στοιχεία……..……..σ.162
4.11.3.1 Δοκοί……..……..σ.162
4.11.3.2 Υποστηλώματα……..…σ.162

4.11.3.3 Συνδέσεις δοκών-υποστηλωμάτων…….…….σ.162
4.11.3.4 Μεγάλα προκατασκευασμένα τοιχώματα……σ.163
4.11.3.5 Διαφράγματα……...….σ.165

ΜΕΡΟΣ ΙΙ : ΕΦΑΡΜΟΓΗ

5ο Κεφάλαιο:ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ:ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΝΤΑΟΡΟΦΗΣ ΜΕ ΥΠΟΓΕΙΟ ΚΤΙΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΒΑΣΕΙ ΕΑΚ/ΕΚΩΣ ΚΑΙ EC8/EC8 ……σ.167
5.1 Εισαγωγή……..……..……σ.168
5.2 Περιγραφή φέροντα οργανισμού ……..…….σ.168
5.3 Στατικό προσομοίωμα……σ.175
5.4 Αποτελέσματα ελέγχων ΕΑΚ 2003……...…….....…...σ.226
5.5 Αποτελέσματα ελέγχων EC8……...……...σ.233
5.6 Προσμέτρηση με διαστασιολόγηση κατά ΕΑΚ 2003 και ΕΚΩΣ ...…….…..σ.240
5.7 Προμέτρηση με διαστασιολόγηση κατά EC8 και EC2…….…….……σ.243

ΠΕΡΙΛΗΨΗ……..σ.245

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ…….……σ.246

ΜΕΡΟΣ Ι : ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ

ΜΕΡΟΣ ΙΙ : ΕΦΑΡΜΟΓΗ

1ο Κεφάλαιο:
ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ- ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ

1.1 Αντισεισμικοί Κανονισμοί – Γενικά

Κάθε τι που κατασκευάζεται, οφείλει να διατηρηθεί σε κατάσταση που θα εξυπηρετεί το σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε, για μια συγκεκριμένη χρονική διάρκεια, γνωστή και ως ωφέλιμη ζωή του έργου. Κατά τη διάρκεια αυτή, η κατασκευή θα δεχθεί κάποιες δράσεις. Οι μόνιμες (ή οιονεί μόνιμες) δράσεις δρουν καθ' όλη την (ωφέλιμη) διάρκεια ζωής του έργου, και πρέπει να «αντιμετωπίζονται» ικανοποιητικά. Ως ικανοποιητική αντιμετώπιση, όσον αφορά τις μόνιμες δράσεις, νοείται κατ' αρχάς η μη-αστοχία και αφετέρου ο περιορισμός των παραμορφώσεων της κατασκευής (του κτιρίου εν προκειμένω), ώστε να μην υπάρχει όχληση της λειτουργίας του κτιρίου (λειτουργική αστοχία), αλλά και διατάραξη του αισθήματος ασφάλειας των χρηστών και της αισθητικής τους (οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας).

Οι σεισμικές δράσεις όμως, ανήκουν στις τυχηματικές δράσεις (δεν ξέρουμε Πού και Πότε θα γίνει ο σεισμός) και η κατασκευή πρέπει να είναι σχεδιασμένη έτσι ώστε να τις "αντιμετωπίσει" ικανοποιώντας μια σειρά από κριτήρια, που καθορίζονται απ' τον εκάστοτε Κανονισμό.

Γενικά όμως, ανεξαρτήτως Κανονισμού, πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις (όπως αναφέρεται στην παράγραφο 1.2

«Θεμελιώδεις Απαιτήσεις Σεισμικής Συμπεριφοράς» του ΕΑΚ και στην παράγραφο 1.1.1 «Scope(=σκοπός) of EN 1998» του EC8):

1. Απαίτηση μη κατάρρευσης προστασία ανθρώπινης ζωής
2. Απαίτηση περιορισμού βλαβών
3. Απαίτηση διατήρησης μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί κλπ)

Σαν μια **κατ' εξοχήν σεισμογενής χώρα**, η Ελλάδα, έπρεπε να «θωρακιστεί» απέναντι στο σεισμό. Αυτό, (έγινε προσπάθεια να) επιτευχθεί με έναν (υποχρεωτικό) Αντισεισμικό Κανονισμό, ο οποίος θα καθόριζε το σχεδιασμό των νέων κατασκευών

1.2 Ελληνικοί Αντισεισμικοί Κανονισμοί - Ιστορικά στοιχεία

Η έρευνα της συμπεριφοράς των κατασκευών, σε διεθνές επίπεδο, άρχισε στα τέλη του 19ου αιώνα. Οι πρώτοι Α.Κ. (Αντισεισμικοί Κανονισμοί) εμφανίστηκαν διεθνώς στα μέσα της δεκαετίας του 1920 (1924 Ιαπωνία και 1927 ΗΠΑ). Αφορμή ήταν μεγάλοι σεισμοί. Αρχικά υπήρχε μόνο **στατική θεώρηση** των φορτίων. Αργότερα επικράτησε η **δυναμική.**

Ο πρώτος Α.Κ. στην Ελλάδα εφαρμόστηκε το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα), στη συνέχεια εφαρμόστηκαν διάφορες βελτιώσεις-τροποποιήσεις, π.χ. 1984, 1992 (Ν.Ε.Α.Κ.), 1995, 2000 (ΕΑΚ) και 2003. Αναμένεται να εφαρμοσθεί ο EC8.

Είναι ενδιαφέρον ότι οι Αντισεισμικοί Κανονισμοί και οι δυνατότητες των «μέσων εφαρμογής» τους στις κατασκευές, δηλ. οι Η/Υ και τα λογισμικά ανάλυσης και σχεδιασμού κατασκευών, αναπτύσσονται αλληλοεπηρεαζόμενα και αλληλοβοηθούμενα. Και μάλιστα, η εξέλιξη των «εργαλείων» (Η/Υ και λογισμικό) σπρώχνει προς τα εμπρός την εξέλιξη των Κανονισμών. Ενδεικτικός είναι ο ακόλουθος πίνακας:

Αντισεισμικοί Κανονισμοί (Ελληνικοί)	**Υπολογιστικά μέσα**	**Μέθοδοι Υπολογισμού στην καθημερινή πράξη**
1959:Βασιλικό διάταγμα	Λογαριθμικός κανόνας Μηχανικές αριθμομηχανές 1972: ηλεκτρονική αριθμομηχανή HP 35 **1978: πρώτοι PC** (Apple II,TRS-80,Commodore PET) 1981:IBM PC με Intel 8086 1982:Intel 80286	Στατική επίλυση δομικών **Στοιχείων και υποφορέων** (συνεχής δοκός , πέδιλο) Κατ' όροφο αντισεισμικός έλεγχος (Ρουσόπουλος)
1984: Τροποποιήσεις Β.Δ	1984:Macintosh 1985:PC 80386 **1986: Πρώτα Windows**	Μοντέλο **επιπέδου** πλαισίου Πρώτες χωρικές αναλύσεις
1992: NEAK 1995: Τροποποιήσεις NEAK **2000:EAK**	**1993: πρώτος Pentium** 1997: Pentium II 1999: Pentium III,300 MHZ 2001: Pentium IV, >2GHZ	**Χωρική** στατική επίλυση Γραμμικών προσομοιωμάτων **Δυναμική** επίλυση Χρήση γραμμικών και **Επιφανειακών** μοντέλων **Pushover Analysis**

Πίνακας 1.1: Εξέλιξη Κανονισμών και Υπολογιστικών Μέσων *.Πηγή:Αβραμίδης,2003*

1.3 Γενικά στοιχεία Ευρωκωδίκων - Παρουσίαση του ΕC8

.

Το **«Πλέγμα»** των Ευρωκωδίκων είναι το εξής:

- ΕΝ 1990 Eurocode 0: Βάσεις Σχεδιασμού

Οριακές καταστάσεις αστοχίας - Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας - Χαρακτηρισμός δράσεων - Συνδυασμοί δράσεων

- ΕΝ 1991 Eurocode 1: Δράσεις επί των κατασκευών

(ειδικότερα: ΕΝ 1991-1-1: Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια) (Ορισμός τιμών δράσεων)

- ΕΝ 1992 Eurocode 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα (ειδικότερα: ΕΝ 1992-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά- Γενικοί Κανόνες για κτίρια και γενικά έργα πολιτικού μηχανικού)
- ΕΝ 1993 Eurocode 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα

(ειδικότερα: ΕΝ 1993-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Γενικοί Κανόνες)

- ΕΝ 1994 Eurocode 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων (από χάλυβα και σκυρόδεμα) Κατασκευών

(ειδικότερα: ΕΝ 1994-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτίρια)

• ΕΝ 1995 Eurocode 5 : Σχεδιασμός ξύλινων (timber) κατασκευών (ειδικότερα: ΕΝ 1995-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτίρια)
• ΕΝ 1996 Eurocode 6 : Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία
(masonry structures)
(ειδικότερα: ΕΝ 1996-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία)
• ΕΝ 1997 Eurocode 7: Γεωτεχνικός σχεδιασμός (ειδικότερα: ΕΝ 1997-1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες) (Αντοχή και φέρουσα ικανότητα εδάφους)
• ΕΝ 1998 **Eurocode 8** : Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών
(Design of Structures for Earthquake Resistance)
• ΕΝ 1999 Eurocode 9 : Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο.

Κάθε Ευρωκώδικας αποτελείται από δύο τεύχη: α) Το **Βασικό κείμενο**, ίδιο για όλες τις χώρες και μεταφρασμένο στη γλώσσα της χώρας και β) Το **Εθνικό Προσάρτημα** που εκδίδει κάθε χώρα και καθορίζει τις παραμέτρους και μεθοδολογίες που μπορούν να εφαρμοστούν στη χώρα αυτή.

Το Εθνικό Προσάρτημα αναφέρεται μόνο σε συγκεκριμένες διατάξεις του βασικού κειμένου, όπου γίνεται σαφής αναφορά ότι οι αντίστοιχες τιμές παραμέτρων ή οι μέθοδοι υπολογισμού θα οριστούν στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας.

Οι διατάξεις των Ευρωκωδίκων διακρίνονται σε: α) **Αρχές** οι οποίες χαρακτηρίζονται από το γράμμα **P (Principle)** που ακολουθεί τον αριθμό της παραγράφου και αφορούν σε γενικές διατυπώσεις, ορισμούς, απαιτήσεις και αναλυτικά προσομοιώματα και δεν υπάρχει εναλλακτική επιλογή (εκτός εάν ρητά αναφέρεται διαφορετικά) και β**) Κανόνες εφαρμογής** οι οποίοι είναι αναγνωρισμένοι κανόνες που ικανοποιούν τις απαιτήσεις των Αρχών.

Επιτρέπεται η χρήση **εναλλακτικών κανόνων σχεδιασμού** (διαφορετικών από αυτούς που δίνονται στους Ευρωκώδικες), αλλά θα πρέπει να αποδεικνύεται ότι συμφωνούν με τις Αρχές και εξασφαλίζουν ισοδύναμη ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα με τους Ευρωκώδικες .

Συγκεκριμένα στον **Ευρωκώδικα 8**, εκτός από το **1ο μέρος του**, του οποίου οι διατάξεις θίγονται στην παρούσα εργασία, και είναι το **πιο βασικό** και **συγγενές του ΕΑΚ**, υπάρχουν επίσης **5 άλλα μέρη**, τα οποία καλύπτουν και τα **υπόλοιπα θέματα** αντισεισμικού σχεδιασμού, πλην του αντισεισμικού σχεδιασμού νέων κατασκευών.

Αναλυτικά, τα υπόλοιπα μέρη του Ευρωκώδικα 8 ("Further Parts of EN1998") είναι τα εξής:

Μέρος 1 (EN 1998-1): Σχεδιασμός κτιρίων σε σεισμικές περιοχές.
Μέρος 2 (EN 1998-2): Ειδικές διατάξεις για γέφυρες.
Μέρος 3 (EN 1998-3): Διατάξεις για σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών.
Μέρος 4 (EN 1998-4): Ειδικές διατάξεις για σιλό, δεξαμενές και αγωγούς.
Μέρος 5 (EN 1998-5): Ειδικές διατάξεις για θεμελιώσεις, αντιστηρίξεις και γεωτεχνικά στοιχεία.
Μέρος 6 (EN 1998-6): Ειδικές διατάξεις για πύργους, ιστούς και καπνοδόχους.

Τα περιεχόμενα, ειδικά, του μέρους 1 του EC8 (EN 1998-1) είναι :

1.ΓΕΝΙΚΑ

2.ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΣΗΣ
3.ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ
4.ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ
5.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
6.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ
7.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
8.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΞΥΛΙΝΑ ΚΤΙΡΙΑ
9.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ
10.ΜΟΝΩΣΗ ΒΑΣΗΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΟ): ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΟ): ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ
ΤΗΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ (ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ): ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ, ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΔΟΚΟΥ
- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΡΟΠΗΣ

Στην παρούσα εργασία, αναλύονται και σχολιάζονται τα **κεφάλαια 1-4** του Μέρους 1 (που είναι γενικά), και από τα κεφ.5-9 (που καλύπτουν κατά υλικό τα κατασκευαζόμενα κτίρια), **το κεφ.5** (κτίρια από σκυρόδεμα).

Στις ακόλουθες δύο παραγράφους παρουσιάζονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 που βρίσκονται στο **1ο και 2ο Κεφάλαιό του.** Αυτές είναι **βασικές αρχές** που (πρέπει) να διέπουν κάθε Κανονισμό (και δη αντισεισμικό). Οι αντίστοιχες στον **ΕΑΚ**, αναπτύσσονται στο **1ο Κεφάλαιο** του συγκεκριμένου Κανονισμού, με τίτλο «Αντικείμενο, Απαιτήσεις και Κριτήρια Σχεδιασμού».

1.4 «Γενικά» (Κεφ. 1 του EC8)

Στο κεφάλαιο 1 του Μέρους 1 του EC8, τίθενται, γενικά, οι στόχοι του Ευρωκώδικα 8 (ΕΝ 1998), [που συμπίπτουν με τις «Θεμελιώδεις Απαιτήσεις Σεισμικής Συμπεριφοράς»(§1.2 ΕΑΚ)], και πιο συγκεκριμένα, οι στόχοι του Μέρους 1 του EC8, καθώς και τα αντικείμενα που πραγματεύονται όλα του τα (10) κεφάλαια. Επίσης, αναφέρονται οι διάφορες αρχές που διέπουν το κείμενο, καθώς και οι αναφορές σε άλλα Πρότυπα και Κανονισμούς.

1.5 «Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης» (Κεφ. 2 του EC8)

1.5.1 Θεμελιώδεις απαιτήσεις (2.1 του EC8)

Οι δύο βασικές απαιτήσεις, κατά τον EC8, είναι οι εξής:

α) Απαίτηση μη-κατάρρευσης [=No-Collapse Requirement (NCR)]

«Οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται έτσι ώστε να ανθίστανται στη σεισμική δράση σχεδιασμού, που ορίζεται στο Κεφ.3, χωρίς τοπική ή ολική κατάρρευση, και άρα κρατώντας τη δομική ακεραιότητά τους και μια

απομένουσα αντοχή, μετά τη λήξη της σεισμικής ακολουθίας. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται σε όρους: α) της σεισμικής δράσης αναφοράς[1], που έχει πιθανότητα υπέρβασης αναφοράς, P_{NCR}, σε 50 χρόνια ή ισοδύναμα περίοδο επαναφοράς αναφοράς, T_{NCR}, και β) το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I (βλέπε και EC0), για να λάβει υπόψη της και διαφοροποίηση της αξιοπιστίας[2]»

Παρατήρηση 1: Στο Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας υιοθετούνται οι προτεινόμενες τιμές για την P_{NCR} και την T_{NCR}:
P_{NCR} =10% και T_{NCR}=475 χρόνια (ομοίως και στον ΕΑΚ).
Παρατήρηση 2: Επίσης, σχετικά αναφέρεται (§ 3.2.1 του EC8): «Η εδαφική επιτάχυνση κορυφής (=Peak Ground Acceleration ή PGA) αναφοράς αντιστοιχεί στην περίοδο επαναφοράς αναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για το κριτήριο μη-κατάρρευσης (NCR) (ή ισοδύναμα, η πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια αναφοράς P_{DLR}). Συντελεστής σπουδαιότητας ίσος με 1,0 αποδίδεται σ' αυτήν την περίοδο επαναφοράς αναφοράς. Για περιόδους επαναφοράς διαφορετικές από αυτήν της αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, σε έδαφος τύπου Α (για κατηγοριοποίηση εδαφών, (δες επόμενο κεφάλαιο) a_g ισούται με a_{gR} επί το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($a_g=\gamma_I*a_{gR}$)».

[1] Ο όρος <<αναφοράς>> χρησιμοποιείται γιατί η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I=1,0 αναφέρεται σ' αυτήν την περίοδο αναφοράς

[2] Αυτή η διαφοροποίηση της αξιοπιστίας υλοποιείται με την ταξινόμηση των κατασκεύων σε κατηγορίες σπουδαιότητας

Περιγραφή Κατηγορίας σπουδαιότητας3	**Συντελεστής σπουδαιότητας**	
	Κατά ΕΑΚ	Κατά ΕC8
Κτίρια μικρής σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια(π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα,στάβλοι κ.τ.λ)	γ_I= 0,85	γ_I= 0,85
Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, Βιομηχανικά κτίρια,ξενοδοχεία κλπ.	γ_I= 0,85	γ_I= 0,85
Εκπαιδευτικά κτίρια ,κτίρια δημόσιων συναθροίσεων,αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα,ειδικες βιομηχανίες κλπ.)	γ_I= 0,85	γ_I= 0,85
Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού,όσο και μετά τους σεισμούς,είναι ζωτικής σημασίας,όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας,νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί,κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία)	γ_I= 0,85	γ_I= 0,85

Πίνακας 1.2:Συντελεστές σπουδαιότητας κατά τον ΕΑΚ και κατά τον ΕC8

Παρατήρηση 3: Γενικά, << η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης ,P_R , σε TL χρόνια, μιας συγκεκριμένης έντασης της σεισμικής δράσης σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς αυτής,TR,σύμφωνα με τη σχέση : TR=-TL/ln(1-PR).Άρα για δεδομένο TL(π.χ. ωφέλιμη διάρκεια ζωής του έργου),η σεισμική δράση μπορεί να οριστεί ισοδύναμα είτε με την μέση περίοδο επεναφοράς της TL ή με την πιθανότητα υπέρβασης της PR,σε TL χρόνια (π.χ.:TR=-50/ln(1-0,1)=-50/ln0,9=474,56 χρόνια, για το NCR κριτήριο)>>

[3]Πρέπει να αναφέρουμε,ότι η διατύπωση-περιγραφή των κατηγοριών σπουδαιότητας στον ΕΑΚ είναι πιο πλήρης ,γι'αυτό και υιοθετείται εδώ.

β) Απαίτηση περιορισμού βλαβών [=Damage Limitation Requirement (DLR)]

Οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται, έτσι ώστε να αντιστέκονται στη σεισμική δράση που έχει μεγαλύτερη πιθανότητα να συμβεί από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς να συμβαίνουν βλάβες, και οι συνεπακόλουθοι περιορισμοί χρήσης, το κόστος των οποίων θα ήταν **δυσανάλογα μεγάλο** σε σχέση με το κόστος της ίδιας της κατασκευής. Η σεισμική δράση αυτή, έχει πιθανότητα υπέρβασης, P_{DLR}, σε 10 χρόνια και περίοδο επαναφοράς T_{DLR} (τιμή της P_{DLR}=10% στα 10 χρόνια ή ισοδύναμα, $\mathbf{T_{DLR}=95}$ **χρόνια**).
Εάν δεν υπάρχουν άλλα στοιχεία, μπορεί να εφαρμόζεται ο **μειωτικός συντελεστής ''ν''** ,που εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας.
(Αναλύεται στο Κεφάλαιο 3, § 3.5.3)

1.5.2 Κριτήρια συμμόρφωσης (2.2 του EC8)

«Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι θεμελιώδεις απαιτήσεις (της προηγούμενης παραγράφου, 2.1), θα πρέπει να ελέγχονται οι επόμενες οριακές καταστάσεις :
• Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States)
• Οριακές Καταστάσεις Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation States) Οι πρώτες είναι εκείνες που σχετίζονται με **κατάρρευση** ή με άλλες μορφές αστοχίας, που θα μπορούσαν να βάλουν σε κίνδυνο την ασφάλεια ανθρώπων. Οι δεύτερες είναι εκείνες που σχετίζονται με **βλάβες**, πέρα απ' τις οποίες οι απαιτήσεις λειτουργίας που έχουν προσδιορισθεί δεν ικανοποιούνται»

1.5.2.1 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (2.2.2 του EC8)

«Θα επαληθεύεται ότι το δομικό σύστημα έχει την **αντοχή** και ικανότητα **απορρόφησης ενέργειας**, που προσδιορίζεται στα αντίστοιχα σημεία του EN 1998.
Η Αντοχή και Ικανότητα Απορρόφησης Ενέργειας της κατασκευής σχετίζονται με το βαθμό στον οποίο σχεδιάζεται να εκμεταλλευτεί η **μη- γραμμική της συμπεριφορά**. Πρακτικά, αυτή η "ισορροπία" μεταξύ αντοχής και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας εκφράζεται με την τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς q** και τη σχετική κατάταξη ως προς την πλαστιμότητα (που επίσης δίνεται στα σχετικά σημεία του EN 1998).

Για το σχεδιασμό κατασκευών που ταξινομούνται ως μη-πλάστιμες[4], δεν λαμβάνεται υπόψη καμία «υστερητική»[5] απορρόφηση ενέργειας, και ο συντελεστής συμπεριφοράς δεν θα πρέπει να θεωρείται, γενικά, ότι είναι μεγαλύτερος από την τιμή **1,5**.

---

[4] Ο χαρακτηρισμός των κατασκευών ως πλάστιμες ή μη, αποτελεί προσπάθεια μετάφρασης του όρου dissipative και low (ή non)-dissipative, που απαντώνται στον Κανονισμό, και αφορά στην ικανότητα (ή μη) απορρόφησης ενέργειας (energy-dissipation capacity)

[5] Ο όρος «υστερητική» αναφέρεται στην απορρόφηση ενέργειας που λαμβάνει χώρα στην πλαστική περιοχή [δηλαδή μπορούμε να πούμε ότι η απόσβεση διακρίνεται στην ιξώδη (στην ελαστική περιοχή) και στην υστερητική (στην πλαστική περιοχή)] μεγαλύτερος από την τιμή 1,5 (άρα, θεωρείται ότι διαμορφώνεται μόνο απ' τις υπεραντοχές).

Ειδικά για κατασκευές από σκυρόδεμα, αυτή η οριακή τιμή του συντελεστή q μπορεί να παίρνεται ότι είναι μεταξύ **1,5** και **3** (βλέπε Πίνακα 5.1, Κεφάλαιο 4).
Παρατήρηση: Ο συντελεστής q θα πρέπει να περιορίζεται: α) από τις οριακές καταστάσεις που επιβάλλει η δυναμική ισορροπία της κατασκευής και β) από τις βλάβες, λόγω κόπωσης που οφείλεται σε φόρτιση λίγων κύκλων, που συμβαίνει σε δομικές λεπτομέρειες (ειδικά συνδέσεις). Οι πιο δυσμενείς καταστάσεις γενικά, θα πρέπει να εφαρμόζονται, όταν καθορίζονται οι τιμές του συντελεστή q. (Τις **τιμές q** αυτές θεωρείται ότι δίνει ο παρών Κανονισμός).

Όλη η κατασκευή σαν σύνολο θα πρέπει να ελέγχεται για να διασφαλιστεί ότι είναι **σταθερή** υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η σταθερότητά της τόσο λόγω **ανατροπής** όσο και λόγω **ολίσθησης.**
Θα πρέπει να επαληθεύεται ότι τόσο **τα στοιχεία της θεμελίωσης,** όσο και το **έδαφος θεμελίωσης** είναι ικανά να αντισταθούν στα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη, που προέρχονται από την απόκριση της ανωδομής, χωρίς σημαντικές **παραμένουσες παραμορφώσεις**. Στον καθορισμό των αντιδράσεων, θα πρέπει να γίνεται η πρέπουσα θεώρηση της **πραγματικής αντίστασης** που μπορεί να αναπτυχθεί από το δομικό στοιχείο που μεταβιβάζει τις δράσεις (δηλ. συνυπολογίζοντας τις **υπεραντοχές**→ικανοτικός σχεδιασμός θεμελίου).

Η πιθανή επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξεως (ή φαινόμενα P-Δ) στις τιμές των αποτελεσμάτων των δράσεων θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

Τέλος, θα πρέπει να επαληθεύεται ότι, υπό τη σεισμική δράση, η συμπεριφορά των **μη-δομικών** στοιχείων δεν ενέχει κινδύνους για ανθρώπους και δεν επηρεάζει δυσμενώς την απόκριση των **δομικών στοιχείων** (βλέπε &4.3.5 και &4.3.6 για ειδικούς κανόνες.)

1.5.2.2 Οριακές Καταστάσεις Περιορισμού Βλαβών (2.2.3 του EC8)

Θα πρέπει να διασφαλίζεται ένας επαρκής βαθμός αξιοπιστίας έναντι μη αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ικανοποιώντας τα διάφορα όρια για τις **παραμορφώσεις** ή άλλα σχετικά όρια, που ορίζονται στις σχετικές διατάξεις του Κανονισμού.
Σε κατασκευές σημαντικές για τη δημόσια ασφάλεια, πρέπει να διασφαλίζεται ότι το δομικό σύστημα έχει την απαιτούμενη αντοχή και δυσκαμψία ώστε να διατηρήσει τη **λειτουργία ζωτικών υπηρεσιών**, για ένα σεισμικό γεγονός κατάλληλης περιόδου επαναφοράς (T_{DLR}=95 χρόνια).

1.5.2.3 Ειδικά μέτρα (2.2.4 του EC8)

Για να περιοριστούν οι αβεβαιότητες και για να διασφαλιστεί μια «καλή» συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμικές δράσεις **πιο ισχυρές** από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, θα πρέπει να λαμβάνεται ένα σύνολο σχετικών ειδικών μέτρων.

1.5.2.3.1 Σχεδιασμός (2.2.4.1 του EC8)

«Στο βαθμό που αυτό είναι δυνατό, οι κατασκευές πρέπει να έχουν μια **απλή** και **κανονική** μορφή, σε κάτοψη και σε όψη (βλέπε Κριτήρια Κανονικότητας παρακάτω). Αν χρειάζεται, αυτό μπορεί να γίνεται με την υποδιαίρεση της κατασκευής με **αρμούς,** σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες.

Προκειμένου να διασφαλιστεί μια- σε καθολικό βαθμό- **πλάστιμη** και απορροφητική σε **ενέργεια** συμπεριφορά, **ψαθυρές** μορφές αστοχίας ή ο πρόωρος σχηματισμός ενός ασταθούς μηχανισμού (κατάρρευσης) θα πρέπει να αποφεύγεται. Γι' αυτό το σκοπό, όπου απαιτείται, θα πρέπει να γίνεται προσφυγή στον **ικανοτικό σχεδιασμό,** που χρησιμοποιείται για να μας δώσει την **ιεραρχία** της αντοχής των διάφορων δομικών στοιχείων και τις απαιτούμενες μορφές αστοχίας, για να λάβουμε έναν αξιόπιστο πλαστικό μηχανισμό κατάρρευσης και να αποφύγουμε ψαθυρές μορφές αστοχίας.

Απ' τη στιγμή που η σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό απ' τη συμπεριφορά των **κρισίμων** περιοχών ή στοιχείων της, οι **κατασκευαστικές λεπτομέρειες** της κατασκευής στο σύνολό της, και αυτών των περιοχών ή στοιχείων ειδικότερα ,πρέπει να είναι τέτοιες, ώστε να διατηρείται η ικανότητα να μεταφέρονται οι απαραίτητες δυνάμεις και να καταναλώνεται ενέργεια υπό ανακυκλική φόρτιση. Γι'αυτό, η διαμόρφωση των λεπτομερειών **συνδέσεων** δομικών στοιχείων και περιοχών όπου αναμένεται **μη- γραμμική** συμπεριφορά, πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσοχή κατά το σχεδιασμό.

Η ανάλυση θα πρέπει να βασίζεται σε ένα επαρκές μοντέλο, που θα λαμβάνει υπόψη του, όταν είναι απαραίτητο, την επιρροή της **παραμορφωσιμότητας του εδάφους**, των **μη-δομικών** στοιχείων καθώς και άλλων στοιχείων, όπως την παρουσία **παρακείμενων κατασκευών**.»

1.5.2.3.2 Θεμελίωση (2.2.4.2 του EC8)

«Η δυσκαμψία της θεμελίωσης θα πρέπει να είναι επαρκής, ώστε να μπορεί να μεταφέρει με ασφάλεια τα φορτία της ανωδομής στο έδαφος, όσο πιο **ομοιόμορφα** γίνεται.

Εκτός αν πρόκειται για γέφυρα, **μόνο ένας τύπος θεμελίωσης** θα πρέπει να χρησιμοποιείται για την ίδια κατασκευή, εκτός αν η τελευταία αποτελείται από δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες.»

1.5.2.3.3 Σχεδιασμός Ποιότητας του Συστήματος (2.2.4.3 του EC8)

Σ' αυτό το εδάφιο αναφέρεται ότι σε ειδικές περιπτώσεις θα περιλαμβάνονται στα αρχεία του σχεδιασμού λεπτομερή στοιχεία για περιοχές που χρειάζονται ιδιαίτερο **έλεγχο, κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.**

2ο Κεφάλαιο:
ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ
(Κεφ. 3 του EC8)

2.1 Γενικά

Στα επόμενα κεφάλαια ακολουθείται η σειρά των διαφόρων θεμάτων που υιοθετείται στον EC8. Οι διατάξεις του Ευρωκώδικα που θίγουν ένα συγκεκριμένο θέμα ακολουθούνται από τις αντίστοιχες διατάξεις του ΕΑΚ για άμεση σύγκριση.

2.2 Εδαφικές συνθήκες

2.2.1 Γενικά (3.1.1 του EC8)

Αναφέρεται ότι «κατάλληλες έρευνες και μελέτες πρέπει να διενεργούνται, για τη διερεύνηση των εδαφικών συνθηκών, ανάλογα και με τη σπουδαιότητα της κατασκευής και τις τοπικές συνθήκες (Επιπλέον καθοδήγηση δίνεται στο **Μέρος 5** του EC8)».

2.2.2 Κατηγοριοποίηση των εδαφών (3.1.2 του EC8)

Ο **Ευρωκώδικας 8** αναφέρει : <<Η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών , μπορεί να λαμβάνεται υπόψη με τους εδαφικούς τύπους **A,B,C,D και E,**που περιγράφονται στη συνέχεια.Μπορεί επίσης να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της **βαθιάς γεωλογίας**,επιπρόσθετα.(οδηγίες και λεπτομέρειες θα υπάρχουν στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας)>>

Εδαφικος τύπος	**Περιγραφή της στρωματογραφίας**	**Vs,30(m/s)**	**N_{SPT} (κρούσεις/ 30cm)**	**cu(kPa)**
A	Βραχώδεις σχηματισμοί,με μία στρώση χαλαρότερου υλικού στην επιφάνεια, πάχους ως 5 m.	>800	-	-
B	Αποθέσεις από πολύ πυκνά Αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές Αργίλους μεγάλου πάχους,με βαθμιαία αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών Με το βάθος.	360-800	>50	>250
C	Αποθέσεις από πυκνά(ή μετρίως πυκνά)αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις από χαλαρά εως μέτρια,μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά εώς σκληρά συνεκτικά εδάφη	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20 m με τιμή V_Sαντίστοιχη των εδαφών C ή D,που υπέρκειται σκληρού εδάφους	''C ή D''		

S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται ή περιλαμβάνουν στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m από μαλακές αργίλους και ιλύες με μεγάλο δείκτη πλαστικότητας (PI>40) και μεγάλο ποσοστό υγρασίας	<100 ενδεικτικά	-	10-20
S_2	Αποθέσεις από εδάφη επικίνδυνα για **ρευστοποίηση** ή ευαίσθητες αργίλους και εδάφη που δεν υπάγονται στις παραπάνω κατηγορίες			

Πίνακας 2.1.Κατηγορίες εδαφών που προτείνει ο EC8

<< Η Κατάταξη των εδαφών γίνεται με βάση τη μέση ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων,$\mathbf{V_{S30}}$, εάν είναι διαθέσιμη,αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή $\mathbf{N_{SPT}}$>>.

<< Η μέση ταχύτητα των διατμητικών κύμάτων στα ανώτερα 30 μέτρα εδάφους υπολογίζεται ως:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_i 1, N \frac{(hi)}{vi}}$$ όπου,

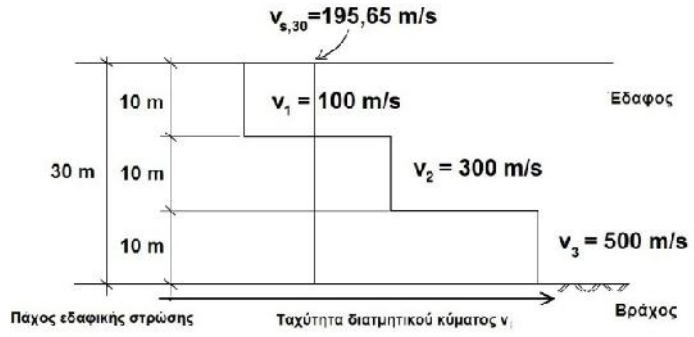
h_i=πάχος στρώματος (σε m)

v_i=ταχύτητα διάδοσης (m/s) διατμητικών κυμάτων στρώματος I
(για $\gamma<10^{-5}$,δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά)

N=πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

Παρατήρηση: Πρέπει εδώ να αναφέρουμε διευκρινιστικά ότι **δεν πρόκειται** για περίπτωση **σταθμευμένου μέσου όρου.**
(βλέπε παράδειγμα που ακολουθεί)

Παράδειγμα:Εστω το ακόλουθο **ιδεατό** εδαφικό προφιλ,συνολικού πάχους 30m,το οποίο αποτελείται από **τρείς στρώσεις ίσου πάχους** 10m.



Εικόνα 2.1:Εδαφικό προφίλ παραδείγματος-ταχύτητα $V_{S,30}$

Αν οι ταχύτητες της κάθε μίας στρώσης είναι **500,300** και **100** (από ‘’κάτω’’ προς τα πάνω),τότε ο σταθμισμένος μ.ο. προφανώς θα έδινε ταχύτητα :

$\frac{100+300+500}{3} = \frac{900}{3} = 300 m/s$,ενώ ο <<κανόνας>> του δίνει:

$$\frac{30}{\frac{10}{100}+\frac{10}{300}+\frac{10}{500}}=195,652m/s$$

«Για τους εδαφικούς τύπους S1 και S2,πρέπει να γίνονται ειδικές γεωτεχνικές μελέτες »

Στην εργασία με τίτλο "Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού στον ΕΑΚ2000 και στον ΕC8. Προτάσεις για μια ακριβέστερη κατηγοριοποίηση των εδαφών και των συναφών συντελεστών φασματικής ενίσχυσης" **(βιβλιογραφία [1]),** προτείνεται μια **ακριβέστερη κατηγοριοποίηση** των εδαφών.

Ακολουθεί μια απόπειρα αντιστοίχισης των κατηγοριών εδάφους, ανάμεσα στους δύο Κανονισμούς :

EC8	**ΕΑΚ**
A	A
B	A,B
C	B,Γ
D	Γ
E	Γ,Δ
S_1	Δ
S_2	X

Πίνακας2.2.Αντιστοίχιση κατηγοριών εδάφους των δύο Κανονισμών.

Η προσπάθεια αυτή αντιστοίχησης των κατηγοριών εδάφους γίνεται ενδεικτικά, και δεν έχει (μαθηματική) απόδειξη, μιας και ο ΕΑΚ δεν **ποσοτικοποιεί με** κάποιο μέγεθος τη διάκριση των εδαφών, όπως κάνει ο ΕC8. Αυτή η **ενδεικτική,** επομένως, αντιστοίχιση ελλείψει άλλων στοιχείων βασίζεται εκτός από την **περιγραφή των εδαφικών σχηματισμών** που γίνεται στους δύο Κανονισμούς στο βασικότερο αντίκτυπο που αυτή έχει στο σχεδιασμό των κατασκευών, δηλαδή το μέγεθος της αναπτυσσόμενης στην κατασκευή **επιτάχυνσης σχεδιασμού**. Επομένως προκύπτει συνδυασμένα και από τη σύγκριση των **φασμάτων** που προκύπτουν, για τις διάφορες κατηγορίες εδαφών, και **στους δύο Κανονισμούς** (βλέπε στη συνέχεια τα προκύπτοντα φάσματα).

Πάντως, είναι προφανές ότι ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί **λεπτομερέστερα** τα διάφορα εδάφη σε σχέση με τον ΕΑΚ, ανταποκρίνεται δηλαδή καλύτερα στις επικρατούσες συνθήκες του εδάφους.

Στο **Κεφάλαιο 7** σχολιάζεται επίσης η **αντιστοίχιση** των κατηγοριών εδάφους, με σκοπό την εύρεση της πιο κατάλληλης κατηγορίας εδάφους σύμφωνα με την οποία θα προκύψει το **φάσμα σχεδιασμού** [βλέπε παρακάτω, για ένα (γενικό) σχολιασμό] κατά **ΕΚ8**, με δεδομένο ότι η ανάλυση κατά ΕΑΚ έγινε **για έδαφος κατηγορίας Γ**.

2.3 Σεισμική δράση (3.2 του EC8)

2.3.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (3.2.1 του EC8)

Έχουν υιοθετηθεί οι τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας του ΕΑΚ2000. Σε κάθε σεισμική ζώνη, ορίζεται μία τιμή αναφοράς $\mathbf{a}_{gR}$ (οι τιμές που δίνει ο ΕΑΚ) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (=peak ground acceleration) σε έδαφος **κατηγορίας Α,** η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς T_{NCR} = 475 έτη (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια), στην οποία αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας γ_I=1,0.

Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης, η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α είναι: $a_g = \gamma_1 * a_{gR}$

Αναφέρεται επίσης:<<Σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας,μπορουν να εφαρμόζονται μειωμένες ή απλοποιημένες διαδικασίες αντισεισμικού σχεδιασμού,για διάφορους τύπους κατασκευών.Θεωρούνται ως περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας,οι περιπτώσεις όπου ισχύει :
$a_g < 0,08$ g ή $a_g < 0,10$ g,
όπου S : οσυντελεστής του εδάφους(βλέπε παρακάτω)>>
Αντίστοιχα, σε περιπτώσεις **πολύ χαμηλής σεισμικότητας** ,οι διατάξεις του **EC8**μπορούν **να μην** εφαρμόζονται.Τέτοιες περιπτώσεις είναι αυτές όπου ισχύει:
$a_g < 0,04$ g ή
$a_g < 0,05$ g

2.3.2 Βασική αναπαράσταση της σεισμικής δράσης (3.2.2 του EC8)

«Η ταλαντωτική κίνηση σε ένα συγκεκριμένο σημείο στην επιφάνεια του εδάφους λόγω σεισμού, αναπαρίσταται από ένα **φάσμα ελαστικής απόκρισης** και η οριζόντια σεισμική δράση χωρίζεται σε δύο **ανεξάρτητες** και **κάθετες** μεταξύ τους συνιστώσες, που χαρακτηρίζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης».

Παρ' όλα αυτά, ίσως χρειαστεί να χρησιμοποιηθούν **περισσότερα από ένα** φάσματα απόκρισης, εάν αυτό κριθεί αναγκαίο, για την πειστικότερη απεικόνιση της σεισμικής διέγερσης, χρησιμοποιώντας **διαφορετικές τιμές** της επιτάχυνσης ag για κάθε φάσμα.

Τοπογραφική ενίσχυση: «Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για κατασκευές με σπουδαιότητα γ_I**>1.** Τοπογραφική ενίσχυση συμβαίνει ιδιαίτερα σε περιπτώσεις κορυφών πρανών και λόφων ύψους μεγαλύτερου των **30m**. Μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω του **συντελεστή μεγέθυνσης ST**, με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι φασματικές τιμές (λεπτομέρειες για αυτά τα φαινόμενα, και το πώς αντιμετωπίζονται, δίνονται στο (Πληροφοριακό) Παράρτημα Α του **Μέρους 5** του EC8)».

Επίσης, αναφέρεται ότι η σεισμική κίνηση μπορεί να αναπαρασταθεί με **χρονοϊστορία επιταχύνσεων**, δηλαδή μέσω **επιταχυνσιογραφημάτων.**
Δίδονται επίσης οι σχετικοί κανόνες που πρέπει αυτά να πληρούν, ώστε να είναι αποδεκτά και αξιόπιστα.

Τέλος, για ορισμένου τύπου κατασκευές (όπως γέφυρες, αγωγούς, ιστούς κ.ά.) μπορεί να απαιτηθεί και μεταβολή της κίνησης του εδάφους στο **χώρο** και στο **χρόνο.**(λεπτομέρειες στα Μέρη 2,4 και 6 του EC8

---

[7] *Σύμφωνα με το **Εθνικό Προσάρτημα**,στον Ελλαδικό χώρο **δεν προβλέπονται** ζώνες **χαμηλής** και **πολύ χαμηλής** σεισμικότητας*

2.3.2.1 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Οριζόντιας Συνιστώσας
(3.2.2.2.του EC8)

Στον EC8 <<για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης,το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ καθορίζεται από τις επόμενες εξισώσεις:

$$0 \le T \le T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (n \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$T_B \le T \le T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5$$

$$T_C \le T \le T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

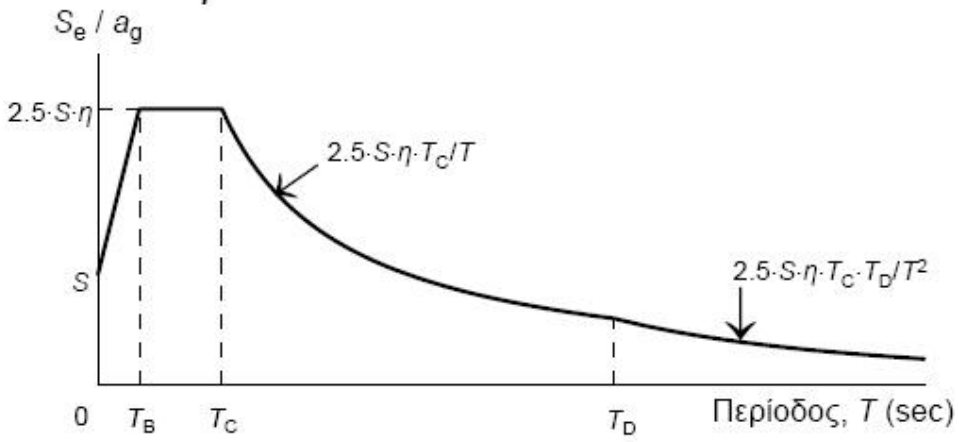
$$T_D \le T \le 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$,η φασματική επιτάχυνση
T ,η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου ταλαντωτή
a_g, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμου **σε έδαφος κατηγορίας Α**
($a_g=\gamma\iota * a_{gR}$)[8]
T_B, το κάτω όριο του τμήματος του φάσματος με σταθερή επιτάχυνση
T_C, το άνω όριο του τμήματος του φάσματος με σταθερή επιτάχυνση
T_D, η τιμή που καθορίζει την αρχή της περιοχής του φάσματος με σταθερή τιμή μετατοπίσεων
S,ο συντελεστής εδάφους και
N ,ο **συντελεστής διόρθωσης** για **ποσοστό απόσβεσης ξ=5%,**που δίνεται απ΄τη σχέση: $n = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \ge 0,55$

[8] Βλέπε σημείωση παρακάτω,για την εδαφική (σεισμικη) επιτάχυνση

Σχεδιάζοντας το φάσμα αυτό,προκύπτει(Εικόνα 2.2)



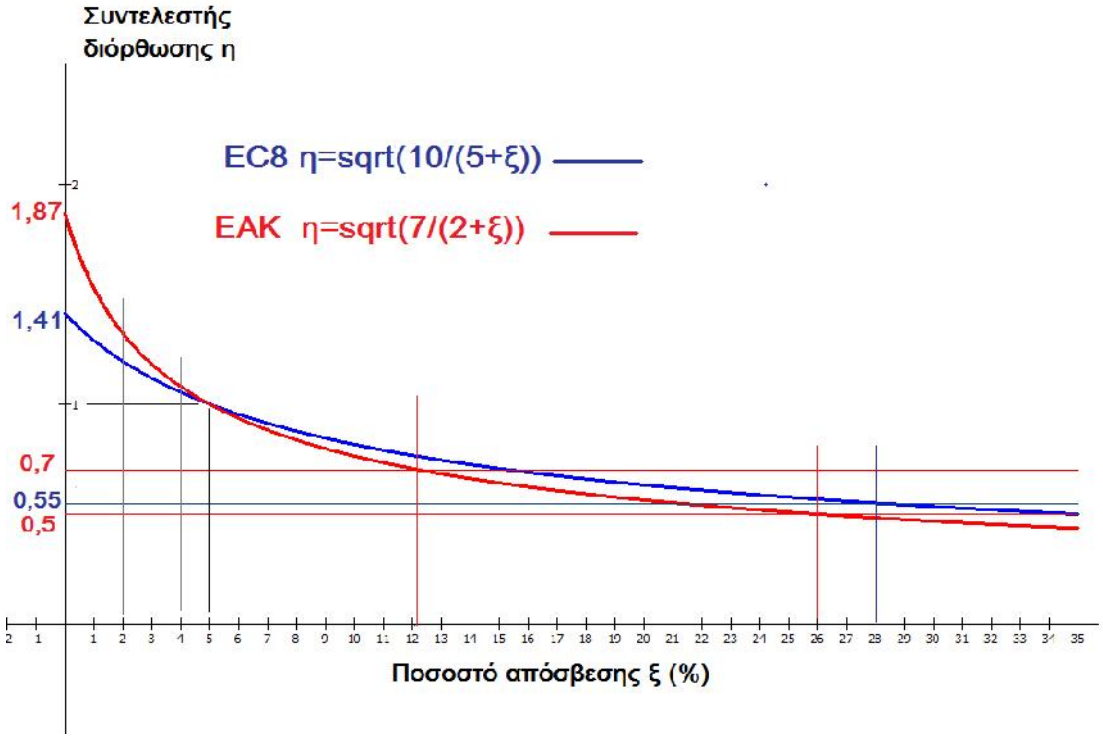
Εικόνα 2.2 Ελαστικό φάσμα του EC8-Γενική περίπτωση

Σ΄αυτό το σημείο,είναι εύλογο να κάνουμε την ακόλουθη σύγκριση:

Ο ΕΑΚ,για τον ίδιο συντελεστή δίνει: $n = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,70$

(<<Σε ορισμένες περιπτώσεις ιδιαίτερα μεγάλης απόσβεσηςτο όριο αυτό μπορεί να λαμβάνεται **0,50>>**).

Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή n που προκύπτουν απ΄τους δύο τύπους υπολογισμού,δίνεται συγκριτικά,στο διάγραμμα της Εικόνας 2.3:



Εικόνα 2.3:Τιμές του συντελεστή η(ξ) για τους δύο Κανονισμους

Όπως παρατηρούμε στο διάγραμμα,οι τιμές του συντελεστή η που δίνει ο EC8,είναι μικρότερες για ξ≤5% ,ενώ μεγαλύτερες για ξ≥5%.Οι τιμές του συντελεστή διόρθωσης που δίνουν οι δύο Κανονισμοί προφανώς ταυτίζονται για ξ=5%(=>n=1,0)(ωπλισμένο σκυρόδεμα).

Για μεταλλίκες κατασκευές με συγκολλήσεις (ξ=2%) προκύπτει ένα σφάλμα στην τίμη του συντελεστή διόρθωσης (και άρα της τελικής τίμης της σεισμικής δράσης που περιμένουμε-προβλέπουμε ότι θα αναπτυχθεί[9])9,8%

Για μεταλλικές κατασκευές με κοχλιώσεις (ξ=4%), το αντίστοιχο σφάλμα είναι 2,7%. Η τιμή αυτή, σε σχέση και με τις μεγάλες αβεβαιότητες που υπάρχουν, ως προς την εκτίμηση του τελικού μεγέθους της σεισμικής δράσης, κρίνεται πρακτικά αμελητέα.

Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ag ισούται με τις τιμές a_{gR} (εδαφική επιτάχυνση αναφοράς) οι οποίες δίνονται στο Εθνικό Προσάρτημα και ταυτίζονται με τις τιμές που αντιστοιχούν στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας που δίνει ο ΕΑΚ (έκδοση 2003, ΠΡΟΣΟΧΗ: Τρεις (3) ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, βλέπε παρακάτω) πολλαπλασιασμένες επί το συντελεστή σπουδαιότητας γI του EC8 (ag= γ_I*agR).

Οι τιμές των περιόδων ΤΒ ,ΤC και TD και του συντελεστή εδάφους S, που καθορίζουν το σχήμα του φάσματος εξαρτώνται από τον τύπο του εδάφους.
«Γενικά, αν δεν λαμβάνεται υπόψη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων, προτείνεται η χρήση δύο τύπων φασμάτων: **Τύπος 1** και **Τύπος 2**, στους οποίους αντιστοιχούν διαφορετικές τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους. Εάν οι σεισμοί που συνεισφέρουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που ορίζεται για την περιοχή έχουν μέγεθος επιφανειακού κύματος (**surface-wave magnitude MS10**) μικρότερο του **5,5,** συστήνεται να γίνεται

[9]Λαμβάνεται περισσότερο υπόψη η αποσβεστική ικανότητα της κατασκευής

χρήση του Τύπου 2, διαφορετικά (MS≥5,5), θα γίνεται χρήση του Τύπου 1. Εάν λαμβάνεται υπόψη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων, μπορεί να γίνεται χρήση διαφορετικών φασμάτων από τα παραπάνω».

Σύμφωνα με το **Εθνικό Προσάρτημα** για τη χώρα μας: «Σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης **Τύπου 1**».

Ισχύει:

Τύπος εδάφους	**S**	**T_B(S)**	**T_C(S)**	**T_D(S)**[11]
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

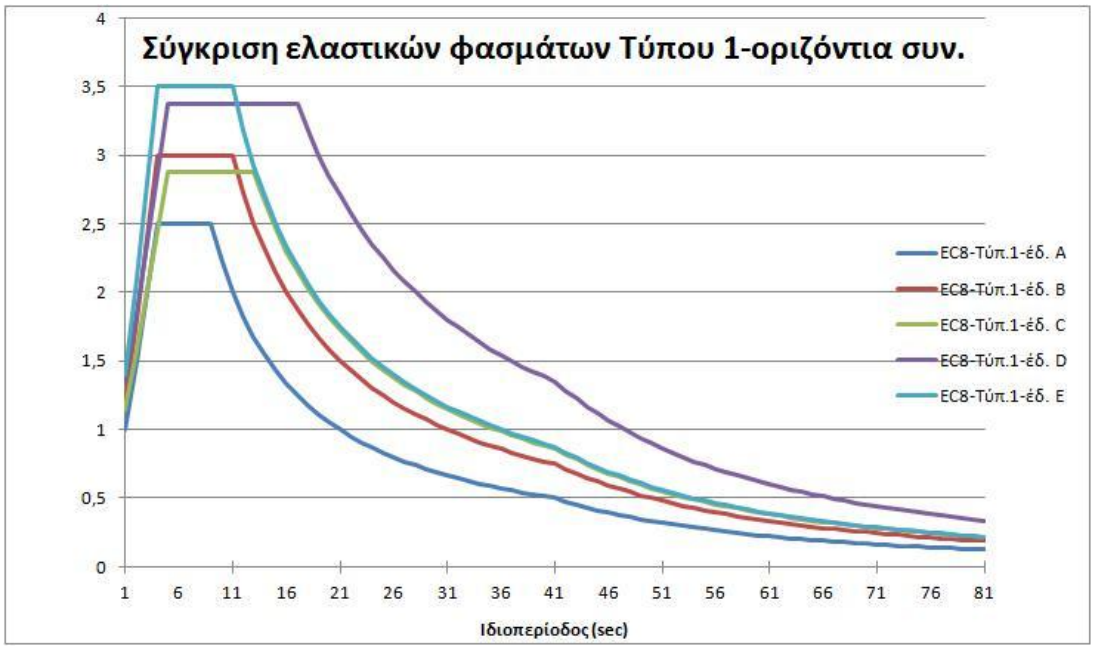
Πίνακας 2.3: Τιμές των παραμέτρων για τον "τύπο 1" ελαστικού φάσματος (Ισχύει για την Ελλάδα)

Τύπος εδάφους	**S**	**T_B(S)**	**T_C(S)**	**T_D(S)**[11]
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

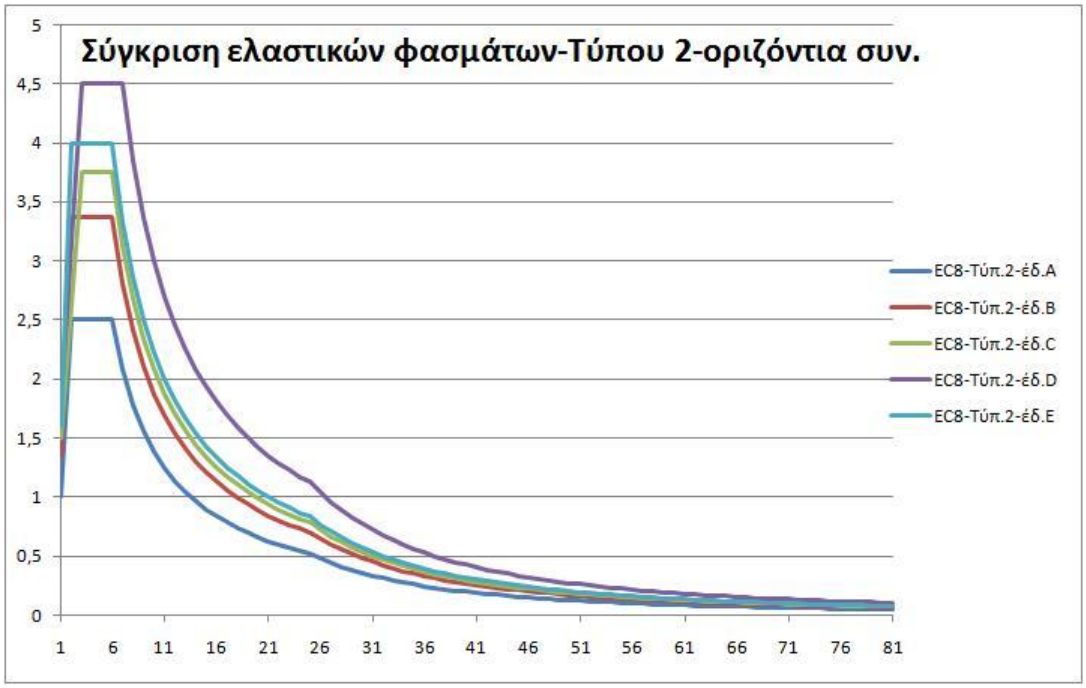
Πίνακας 2.4: Τιμές των παραμέτρων για τον "τύπο 2" ελαστικού φάσματος (Δεν ισχύει για την Ελλάδα) - αναφέρεται ενδεικτικά

Το μέγεθος επιφανειακού κύματος σεισμού Ms μπορεί να αντιστοιχιστεί με την κλίμακα Richter ως εξή: M_S=-3,2+1,45·M_L, όπως προτείνουν οι Vladimir Tobyas-Reinhard Mittag,όπου ML (local magnitude) το μέγεθος του σεισμού στην κλίμακα Richter. Άρα, η τιμή που αποτελεί το "κατώφλι" για τη χρησιμοποίηση του ενός ή του άλλου τύπου, δηλ. η τιμή που αποτελεί το "κατώφλι" για τη χρησιμοποίηση του ενός ή του άλλου τύπου, δηλ. η τιμή M_S=5,5 αντιστοιχεί στην τιμή M_L=6,0 Richter. Οι τιμές αυτές της χαρακτηριστικής περιόδου του εδάφους T_D τροποποιήθηκαν πρόσφατα από 2,0 sec σε 2,5 sec.

“Πλοτάροντας” τις συναρτήσεις που προκύπτουν, για κάθε έδαφος χωριστά, με η=1, δηλ. για 5% απόσβεση, προκύπτουν τα εξής ελαστικά φάσματα, για την οριζόντια συνιστώσα :



Εικόνα 2.4: Ελαστικά φάσματα-εδάφη Α έως Ε-Τύπος 1



Εικόνα 2.5: Ελαστικά Φάσματα - εδάφη Α έως Ε - Τύπος 2
(Δεν ισχύει για την Ελλάδα)

Αντίστοιχα, **ο ΕΑΚ (στο Παράρτημά του Α)** ορίζει το ελαστικό φάσμα **οριζόντιας συνιστώσας** με τις εξής συναρτήσεις:

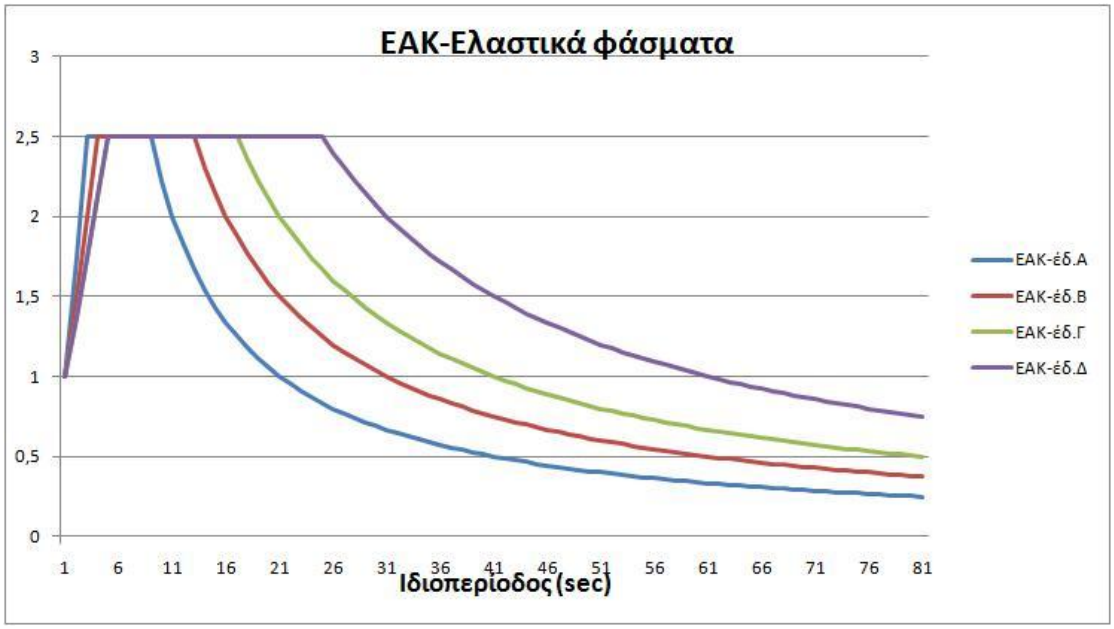
$$0 \le \mathrm{T} \le \mathrm{T}_1 : \Phi_e(T) = A \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{\mathrm{T}}{\mathrm{T}_1}(\eta\beta_0 - 1) \right]$$

$$\mathrm{T}_1 \le \mathrm{T} \le \mathrm{T}_2 : \Phi_e(T) = A \cdot \gamma_1 \eta \beta_0$$

$$\mathrm{T}_2 \prec \mathrm{T} : \Phi_e(T) = A \cdot \gamma_1 \eta \beta_0 \frac{\mathrm{T}_2}{\mathrm{T}}$$

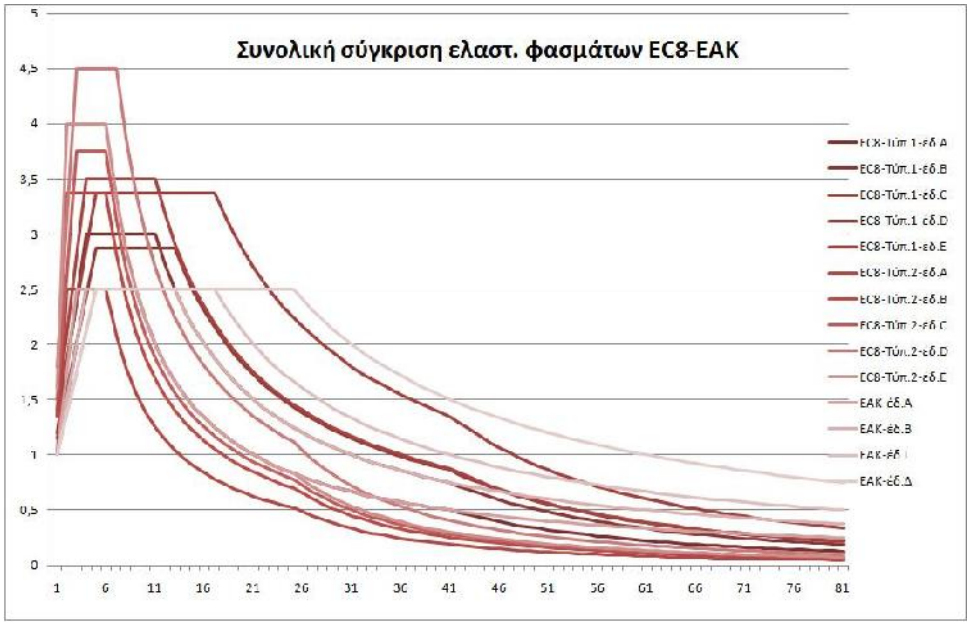
όπου :
Φe(T) η φασματική επιτάχυνση
(T) : περίοδος (sec)
T_1 και T_2: χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος (sec), οι οποίες εξαρτώνται απ' την κατηγορία του εδάφους
A=α·g : σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (βλέπε παρακάτω, σημείωση)
γ: ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
β_0=2.50: συντελεστής φασματικής ενίσχυσης , και
η : ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, για ποσοστό 5%.

ΠΡΟΣΟΧΗ: Δεν υπεισέρχεται ο συντελεστής για την ευνοϊκή επιρροή της θεμελίωσης θ.



Εικόνα 2.6: Ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ ΦΕ/Α.γ_I (σχεδίαση για η=1)

Απεικονίζοντας τα φάσματα που προκύπτουν **συγκεντρωτικά και για τους δύο Κανονισμούς,** παίρνουμε (Εικόνα 2.7):



Εικόνα 2.7: **Συνολική** σύγκριση **ελαστικών** φασμάτων για την οριζόντια συνιστώσα για όλα τα εδάφη κατά **ΕΑΚ** και για όλα τα εδάφη (και για τους 2 τύπους φάσματος) του **EC8**

Παρατήρηση 1: (Για την εδαφική (σεισμική) επιτάχυνση σε ΕΑΚ και EC8) Πρέπει να σημειωθούν εδώ τα εξής για την τιμή της **οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης** σε ΕΑΚ και EC8 προσαποφυγή σύγχυσης:
α) Κατά ΕΑΚ, (μετά την τροποποίηση που έγινε το 2003), η τιμή της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους δίνεται από τη σχέση **$A=\alpha \cdot g \rightarrow \alpha=A/g$,**η οποία μεταβλητή α λαμβάνει τισακόλουθες τιμές για τις τρεις (3) **ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας: $\alpha= A/g =\{0,16 , 0,24 , 0,36\}$.**
β) Αντίστοιχα στον **EC8**, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (δεν χρησιμοποιείται ο όρος «σεισμική», αφού αυτό εννοείται) καθορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα της χώρας. Το **Εθνικό Προσάρτημα** για την Ελλάδα ορίζει:$\alpha_{Gr}/g= \{0,16 , 0,24 , 0,36\}$. Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε **έδαφος κατηγορίας Α** προκύπτει κατόπιν ως $\alpha g = \gamma_I * \alpha_{gR}$,δηλαδή σύμφωνα με τον EC8,επηρεάζεται και από το συντελεστή σπουδαιότητας γ της κατασκευής. Πρόκειται για διαφορετική θεώρηση από τον ΕΑΚ. Με άλλα λόγια, η τιμή που τελικά μπαίνει στο φάσμα για τονΕΑΚ $A \cdot \gamma_1$ ισοδυναμεί με την τιμή a του Ευρωκώδικα 8. Δηλαδή,συγκεντρωτικά :
$A \rightarrow$ (αντιστοιχεί με) **α_{gR}** , ενώ **$\gamma_I A \rightarrow$** (αντιστοιχεί με) **αg**

Παρατήρηση 2: (Για τις τιμές αναφοράς α_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε **έδαφος κατηγορίας Α**).
Έχει νόημα, σ' αυτό το σημείο να παραθέσουμε δύο (βασικές) σημειώσεις που υπάρχουν στο **Εθνικό Προσάρτημα** :

«Επισημαίνεται ότι, σύμφωνα με το ΕΝ 1998-1:2003 η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους α_{gR}*, η οποία ορίζεται* ***για έδαφος κατηγορίας Α****, ενώ προβλέπεται* ***ουσιαστική αύξησή της*** *(πολλαπλασιασμός επί τον συντελεστή S > 1.0) για τις άλλες κατηγορίες εδάφους. Αντίθετα, ο* ***ΕΑΚ2000*** *δεν προβλέπει* ***εξάρτηση*** *της* ***επιτάχυνσης*** *του εδάφους από την* ***κατηγορία εδάφους****».*
«Οι τιμές α_{gR} *που δίνονται στον Πίνακα ΕΠ.1 αυτού του Προσαρτήματος, για τις ζώνες Ζ1, Ζ2 και Ζ3 είναι ίσες με τις τιμές* ***α= Α/g*** *που ορίζονται από τον ΕΑΚ2000 για τις ζώνες Ι, ΙΙ και ΙΙΙ αντίστοιχα. Επειδή οι τελευταίες προέρχονται από μετρήσεις που κατά μεγάλο μέρος έγιναν σε* ***εδάφη κατηγορίας Β ή C****, οι τιμές του Πίνακα ΕΠ.1 συνεπάγονται* ***αύξηση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού κατά 15 έως 20%,*** *σε σχέση με την δράση που ορίζεται από τον ΕΑΚ2000, για εδάφη των κατηγοριών C και Β αντίστοιχα».*

→Ο πίνακας ΕΠ.1 είναι αυτός που ορίζει τις τιμές**:** $\alpha=\alpha_{gR}/g$= {0,16, 0,24, 0,36} για τις τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Ζ1, Ζ2 και Ζ3. [Οι αντίστοιχες ζώνες Ι, ΙΙ και ΙΙΙ του ΕΑΚ(2003)].

Συνολικά λοιπόν, **οι διαφορές** συνοψίζονται στα εξής :

α) Στον **EC8 εισάγεται <u>ο συντελεστής εδάφους S≥1,0</u>** (του οποίου οι τιμές αυξάνονται καθώς μειώνεται η αντοχή του εδάφους, καθώς προχωράμε δηλαδή σε εδάφη "χαμηλότερης" ποιότητας). Έτσι προκύπτει η εξής σημαντικότατη διαφορά: Ενώ στον ΕΑΚ, η **κατηγοριοποίηση των εδαφών** έχει επίπτωση μόνο στις χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος συνεπώς, από έδαφος σε έδαφος, αλλάζει μόνο το **εύρος** του κάθε κλάδου του φάσματος, στον EC8, καθώς ο συντελεστής αυτός πολλαπλασιάζει τις τιμές της επιτάχυνσης, έχει επίπτωση στη **μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης**. Ειδικά στον κλάδο σταθερής τιμής της επιτάχυνσης, αυτή η αύξηση λαμβάνει τη **μέγιστη τιμή** της, που φτάνει έως και το 80% παραπάνω από αυτές που δίνει ο ΕΑΚ. (2,5 g→4,5 g). <u>Αυτή ίσως αποτελεί τη βασικότερη διαφορά.</u>
(→ Δυσμενέστερος ο EC8)

β) Στον EC8 προτείνονται γενικά **δύο τύποι φασμάτων**, ανάλογα με τους σεισμούς, που επικρατούν περισσότερο (ως προς το μέγεθός τους) στην περιοχή της κατασκευής.

γ) Στον EC8 εισέρχεται η **χαρακτηριστική περίοδος TD** (›TC) (για τον Τύπο 1 και για όλα τα εδάφη λαμβάνει την τιμή 2.5 sec), η οποία προκαλεί μια απότομη αλλαγή της κλίσης (έλλειψη παραγωγισιμότητας) σ' εκείνο το σημείο και «καθορίζει την αρχή της περιοχής του φάσματος με **σταθερή τιμή μετατοπίσεων**» (λεπτομέρειες υπάρχουν στο **Παράρτ. Α** του Ευρωκώδικα με τίτλο "Elastic Displacement Response Spectrum"). Αποτελεί έτσι και μια πρώτη «οπτική» διαφορά μεταξύ των δύο συγκρινόμενων φασμάτων.

δ) Στον EC8 παρατηρείται, κατά μέσο όρο, σαφώς **μικρότερο εύρος του σταθερού κλάδου** του φάσματος (εκεί δηλαδή όπου επικρατεί η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης Se(T) ή του λόγου Se(T)/ag) απ' ότι στον ΕΑΚ. Δηλαδή : Κατά μέσο όρο: T2 - T1 sec (ΕΑΚ) › Tc - TB sec (EC8)
(→ευμενέστερος ο EC8)

ε) Επίσης, πρέπει ν' αναφερθεί η διαφορά στον τύπο υπολογισμού του **συντελεστή διόρθωσης της απόσβεσης η**, που αναλύθηκε προηγουμένως.
(ελαφρώς ευμενέστερος για μεταλλικές κατασκευές ξ<5%)

Το φάσμα **ελαστικών μετακινήσεων $S_{De}(T)$,** προκύπτει από την μετατροπή του ελαστικού φάσματος των επιταχύνσεων, σύμφωνα με τη σχέση :

$$S_{De}(T) = S_e(T)\left[\frac{T}{2\pi}\right]^2,$$

για περιόδους ταλάντωσης μέχρι 4,0 s (που ισχύει για την πλειοψηφία των κατασκευών), αλλιώς απαιτείται ακριβέστερη προσέγγιση του **ελαστικού φάσματος μετακινήσεων** (ακριβής τρόπος υπολογισμού δίδεται στο **Παράρτημα Α** του EC8).

2.3.2.2 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Κατακόρυφης Συνιστώσας

(3.2.2.3 του EC8)

$$0 \le \mathrm{T} \le \mathrm{T_B} : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (n \cdot 3,0 - 1)\right]$$

$$T_B \le \mathrm{T} \le \mathrm{T}_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot n \cdot 3,0$$

$$T_C \le \mathrm{T} \le \mathrm{T}_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot n \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]$$

$$T_D \le \mathrm{T} \le 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot n \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right]$$

Οι παράμετροι έχουν όπως ορίστηκαν προηγουμένως (για την οριζόντια συνιστώσα), εκτός από :

S(T) : η φασματική επιτάχυνση στην κατακόρυφη διεύθυνση

avg η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση

Οι διαφορές με το ελαστικό φάσμα απόκρισης των οριζόντιων συνιστωσών της επιτάχυνσης είναι:

α) Αντί για την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση, έχουμε την αντίστοιχη κατακόρυφη, που δίνεται στον Πίνακα 2.5,

β)Δεν υπεισέρχεται ο συντελεστής εδάφους S,

γ) Αντί του συντελεστή 2,5, έχουμε την τιμή 3,0.

Όπως και για την οριζόντια συνιστώσα, γίνεται επιλογή ανάμεσα σε δύο τύπους φασμάτων 1 και 2,επίσης σύμφωνα με το μέγεθος του επιφανειακού κύματος του σεισμού M_S . Δηλ. : MS >5,5→Τύπος 1 , MS ≤5,5 →Τύπος 2

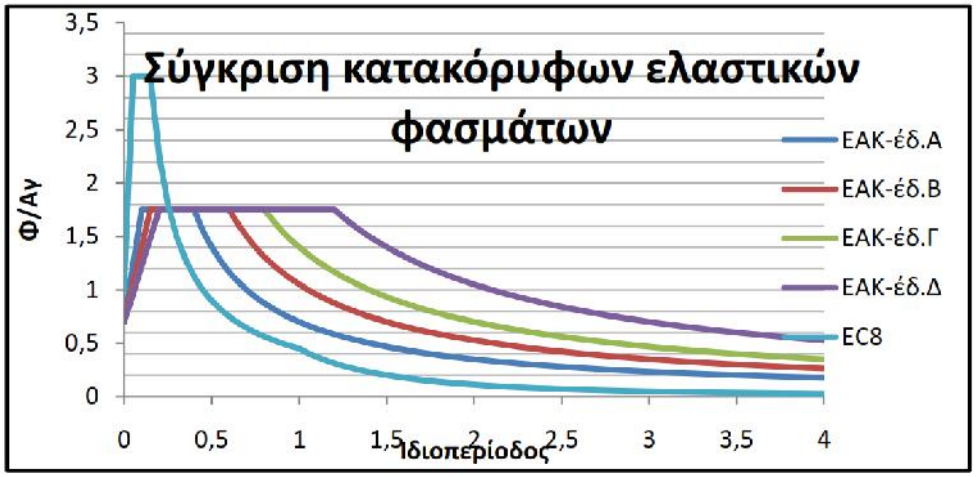
Οι τιμές των παραμέτρων είναι **κοινές για όλους τους τύπους εδαφών.** Δηλ.:

Τύπος εδάφους	**a_{vg}/a_g**	**$T_B(S)$**	**$T_C(S)$**	**$T_D(S)$**
Τύπος 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπος 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Πίνακας 2.5: Παράμετροι για το κατακόρυφο φάσμα

Αντίστοιχα, στον ΕΑΚ αναφέρεται χαρακτηριστικά: «Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζοντίων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με 0,70.»

Απεικονίζοντας γραφικά τα προαναφερθέντα, παίρνουμε:



Εικόνα 2.8: Σύγκριση κατακόρυφων ελαστικών φασμάτων

2.3.2.3 Εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού (3.2.2.3 του EC8)

Εάν δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού, που αντιστοιχεί στην εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, μπορεί να υπολογίζεται απ' την ακόλουθη σχέση:

dg=0,025·ag·S·TC·TD (m) , με τα μεγέθη όπως έχουν οριστεί παραπάνω.

Στον **ΕΑΚ**, δε γίνεται καμία αναφορά στον υπολογισμό της εδαφικής μετακίνησης.

2.3.2.4 Φάσμα Σχεδιασμού Οριζόντιας Συνιστώσας για ελαστική ανάλυση (3.2.2.5 του EC8)

«Η ικανότητα των κατασκευών να ανθίστανται στις σεισμικές δράσεις στη **μη-γραμμική περιοχή συμπεριφοράς τους**, γενικά επιτρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντέχουν σε σεισμικές δυνάμεις **μικρότερες** από αυτές που θα αντιστοιχούσαν σε γραμμικά ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί λεπτομερής πλαστική ανάλυση στο σχεδιασμό, η **πλαστιμότητα** η ικανότητα δηλαδή της κατασκευής να απορροφά ενέργεια, μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων της και άλλων μηχανισμών- λαμβάνεται υπόψη, κάνοντας γραμμική ελαστική ανάλυση, βασισμένη, όμως, σε ένα φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, μέσω του **συντελεστή συμπεριφοράς q**. Αυτό το φάσμα καλείται "φάσμα σχεδιασμού".

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια εκτίμηση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων που θα δεχόταν η κατασκευή, εάν είχε ελαστική απόκριση με 5% απόσβεση, προς αυτές που χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό, με ένα συμβατικό ελαστικό μοντέλο, που εξασφαλίζει, όμως, ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q, που **συνυπολογίζει και την επιρροή της απόσβεσης** όταν αυτή είναι διάφορη του 5%, δίνεται για τα διάφορα υλικά και δομικά συστήματα (σύμφωνα και με τις σχετικές "κατηγορίες πλαστιμότητας") στα διάφορα σχετικά μέρη του EC8.Η τιμή αυτή μπορεί να διαφοροποιείται σε διαφορετικές διευθύνσεις του κτιρίου, πάντως η "κατηγορία πλαστιμότητας" θα είναι κοινή για όλες τις κατευθύνσεις.» (Μετάφραση του EC8)

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, θα εξάγεται από τις ακόλουθες σχέσεις :

$$0 \le T \le T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \le T \le T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \ge \beta \cdot \alpha_g$$

$$T_D \le T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \ge \beta \cdot \alpha_g$$

όπου :
$S_d(T)$:η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
q :ο συντελεστής συμπεριφοράς
β : το κάτω όριο για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με προτεινόμενη τιμή **0,2**

Για τις υπόλοιπες παραμέτρους ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στο ελαστικό φάσμα απόκρισης οριζόντιας συνιστώσας. (δύο Τύποι φάσματος κλπ, κατά τα γνωστά)

Στον **ΕΑΚ**, αρχικά αναφέρεται :
«Για την "ισοδύναμη" γραμμική ανάλυση των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα "φάσματα σχεδιασμού" Φ_d, τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων.»

Και στα Σχόλια του διευκρινίζεται :
«Η τροποποίηση αυτή συνίσταται σε ανύψωση του κατιόντος κλάδου (εκθέτης 2/3 αντί 1). Με τα φάσματα αυτά επιδιώκεται, σε συνδυασμό με τον δείκτη συμπεριφοράς q, να ληφθούν υπόψη με γραμμικούς υπολογισμούς, τα σπουδαιότερα χαρακτηριστικά της μετελαστικής απόκρισης.»
Κατόπιν, ορίζεται ότι το φάσμα σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης, $\Phi_d(T)$, καθορίζεται από τις ακόλουθες εξισώσεις :

$$0 \le T \prec T_1 : \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{\mathrm{T}}{\mathrm{T}_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \le T \prec T_1 : \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \left[\left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \right) \right]$$

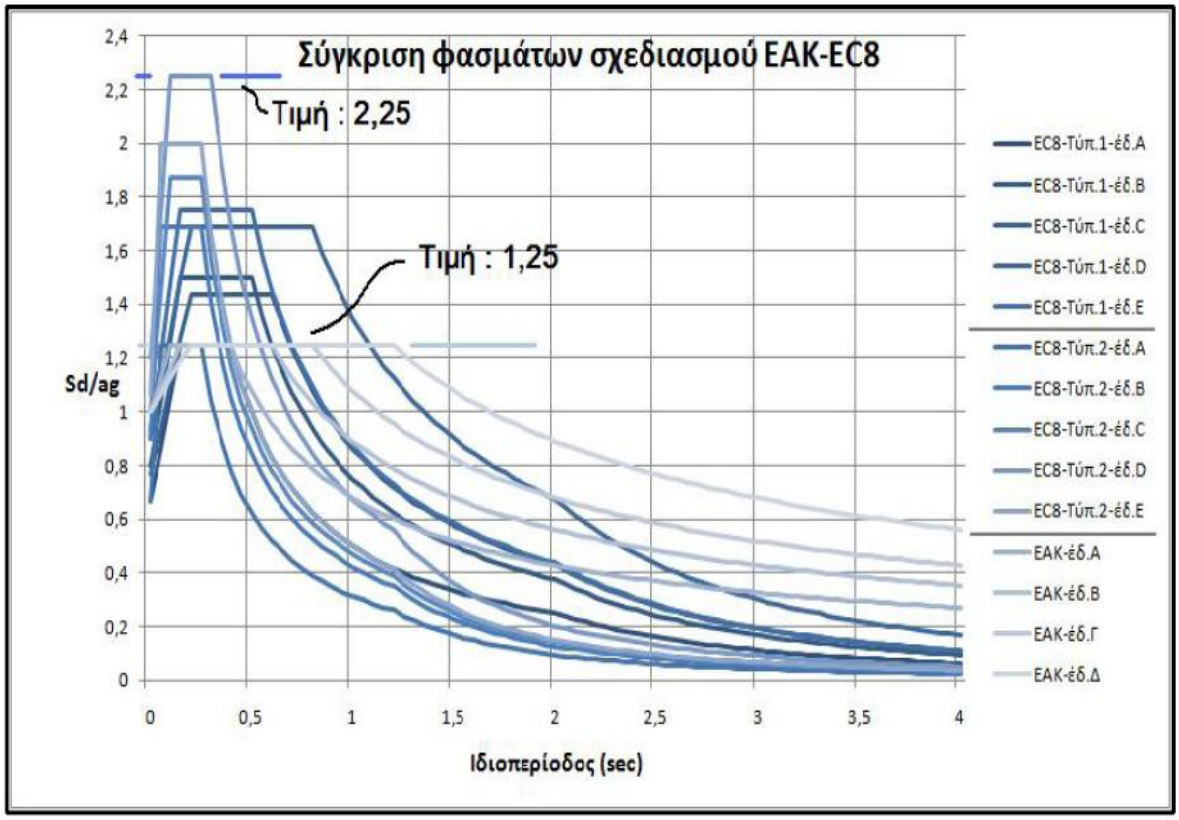
$$T_2 \prec T : \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

όπου :
$\Phi_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
θ1,0 : ο συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης, ο οποίος: "εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης στη μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης, από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση του

κινδύνου διαφορικών καθιζήσεων.”(γι’ αυτό και είναι μειωτικός της έντασης της σεισμικής δράσης, καθώς αυξάνει η δυσκαμψία της θεμελίωσης.)

Οι υπόλοιπες παράμετροι έχουν όπως αναφέρθηκαν στο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης Φ(Τ) των οριζόντιων συνιστωσών.

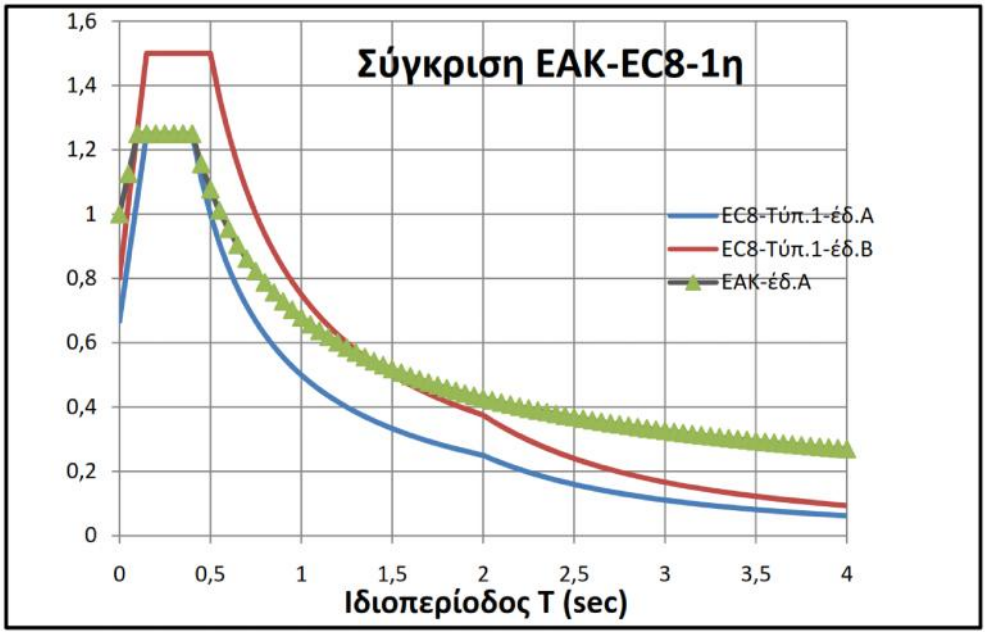
Παρακάτω γίνεται **σύγκριση** των **δύο φασμάτων σχεδιασμού** (Ευρωκώδικα και ΕΑΚ) για όλες τις κατηγορίες εδαφών συνολικά, αλλά και για ορισμένες από αυτές ειδικότερα, σύμφωνα με την αντιστοιχία 1 που έγινε προηγουμένως :



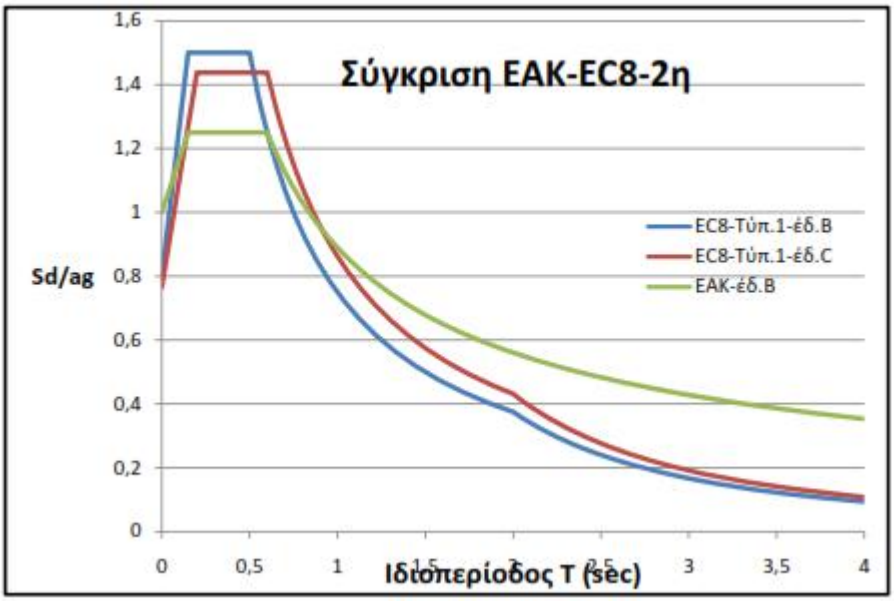
Εικόνα 2.9: Φάσμα σχεδιασμού-Σύγκριση (συνολική) εδαφών όλων των κατηγοριών του ΕΑΚ και του ΕC8 (q=2,0)

Παρατήρηση: Αυτή η προσπάθεια αντιστοίχησης, έλαβε σαν βασικό κριτήριο υπόψη της, την επιτάχυνση σχεδιασμού που προκύπτει. Δηλαδή, λίγο έως πολύ, η σύγκριση των εδαφικών κατηγοριών και η σύγκριση των προκυπτόντων φασμάτων, ήταν διαδικασίες αλληλοβοηθούμενες και αλληλοεπηρεαζόμενες.

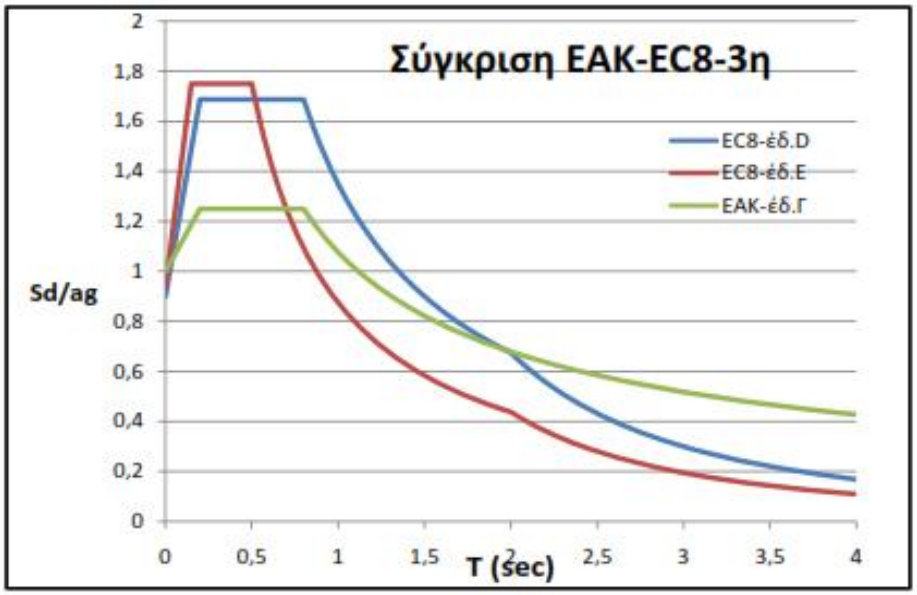
Στα επόμενα διαγράμματα (Εικόνες 25,26,27) συγκρίνονται μόνο τα φάσματα Τύπου 1 του EC8, με τα φάσματα που προτείνει ο ΕΑΚ :



Εικόνα 2.10: Φάσματα Σχεδιασμού - Σύγκριση εδάφους Α του ΕΑΚ με εδάφη Α και Β του EC8



Εικόνα 2.11: Φάσματα σχεδιασμού - Σύγκριση εδάφους κατηγορίας Β του ΕΑΚ με τα εδάφη κατηγορίας Β και C του EC8



Εικόνα 2.12: Φάσματα Σχεδιασμού - Σύγκριση εδάφους Γ του ΕΑΚ με εδάφη D και Ε του EC8

Οι (5) βασικές διαφορές, που επισημάνθηκαν για τα **ελαστικά φάσματα** (προηγουμένως) ισχύουν και εδώ, (στα φάσματα σχεδιασμού), αφού τα δεύτερα προκύπτουν με "τροποποίηση" των πρώτων. Η βασική τους διαφορά (προφανώς κοινή στους δύο Κανονισμούς) συνίσταται απλά στη **μείωση** των αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων με το **συντελεστή q.** Τις **διαφορές** αυτές τις παραθέτουμε και εδώ, για λόγους πληρότητας. Οι διαφορές αυτές συνοψίζονται στα εξής :

α) Στον EC8 εισάγεται ο **συντελεστής εδάφους S≥1,0** (του οποίου οι τιμές αυξάνονται καθώς μειώνεται η αντοχή του εδάφους, καθώς προχωράμε δηλαδή σε εδάφη "χαμηλότερης" ποιότητας). Έτσι προκύπτει η εξής σημαντικότατη διαφορά: Ενώ στον ΕΑΚ, η **κατηγοριοποίηση των εδαφών** έχει επίπτωση μόνο στις χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος συνεπώς, από έδαφος σε έδαφος, αλλάζει μόνο το **εύρος** του κάθε κλάδου του φάσματος, στον EC8, καθώς ο συντελεστής αυτός πολλαπλασιάζει τις τιμές της επιτάχυνσης, έχει επίπτωση στη **μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης.** Ειδικά στον κλάδο σταθερής τιμής της επιτάχυνσης, αυτή η αύξηση λαμβάνει τη **μέγιστη τιμή της**, που φτάνει έως και το 80% παραπάνω από αυτές που δίνει ο ΕΑΚ. [2,5 g→4,5 g πριν (ελαστικά φάσματα), 1,25→2,25 τώρα (φάσματα σχεδιασμού)]. Αυτή ίσως αποτελεί τη βασικότερη διαφορά.
(→ δυσμενέστερος ο EC8)
β) Στον EC8 προτείνονται **δύο τύποι** φασμάτων, ανάλογα με τους σεισμούς, που επικρατούν περισσότερο (ως προς το μέγεθός τους) στην περιοχή της κατασκευής.
γ) Στον EC8 εισέρχεται η **χαρακτηριστική περίοδος TD (›TC)** (που εξαρτάται τον Τύπο του φάσματος που χρησιμοποιείται, αφού για τον Τύπο 1 και για όλα τα εδάφη λαμβάνει την τιμή 2.0 sec, ενώ για τον Τύπο 2, επίσης για όλα τα εδάφη, λαμβάνει την τιμή 1.2 sec), η οποία: αποτελεί μια απότομη αλλαγή της κλίσης (έλλειψη παραγωγισιμότητας) σ' εκείνο το σημείο και "καθορίζει την αρχή της περιοχής του φάσματος **με σταθερή τιμή μετατοπίσεων**", (όπως δηλώνεται χαρακτηριστικά στο κείμενο του Ευρωκώδικα- (λεπτομέρειες, στο **Παράρτ. Α** του Ευρωκώδικα με τίτλο:

Elastic Displacement Response Spectrum). Αποτελεί έτσι και μια πρώτη "οπτική" διαφορά μεταξύ των δύο συγκρινόμενων φασμάτων.
δ) Στον EC8 παρατηρείται, κατά μέσο όρο, σαφώς **μικρότερο εύρος του σταθερού κλάδου** του φάσματος (εκεί δηλαδή όπου επικρατεί η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης Se(T) ή του λόγου Se(T)/ag) απ' ότι στον ΕΑΚ. Δηλαδή : Κατά μέσο όρο: T2 - T1 sec (ΕΑΚ) › Tc - TB sec (EC8)
(→ευμενέστερος ο EC8)
ε) *Η διαφορά στο ***συντελεστή διόρθωσης της απόσβεσης η*** ,*που αναλύθηκε προηγουμένως.*(ελαφρώς ευμενέστερος για "μεταλλικές" κατασκευές (ξ<5%)

→ Προσοχή! : Η απόσβεση, όταν έχει τιμή 5%,**συμπεριλαμβάνεται** στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q (όπως αναφέρεται χαρακτηριστικά).

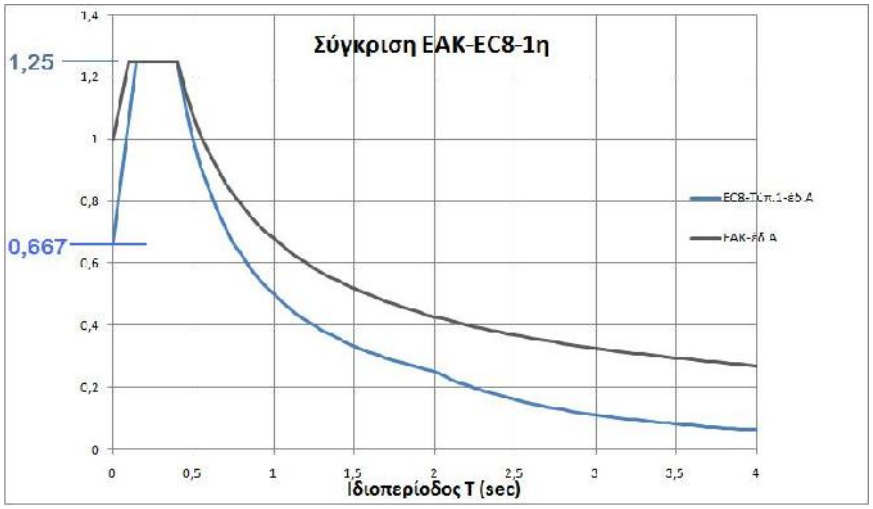
Συγκεκριμένα τώρα, για τα φάσματα σχεδιασμού :

Όπως φαίνεται στα παραπάνω διαγράμματα, **για σχεδίαση με τιμές** των περιόδων και εδαφικών επιταχύνσεων όπως προκύπτουν από Ευρωκώδικα και ΕΑΚ αντίστοιχα, με τιμές των λόγων: 2,5/q=2,5/2,0 και n*θ*βθ/q και με γ=1,0, είναι εμφανές ότι **ο Ευρωκώδικας δίνει μέγιστη επιτάχυνση** σχεδιασμού μεγαλύτερη ή ίση από αυτή του ΕΑΚ. Το φάσμα σχεδιασμού του EC8 παρουσιάζει πιο απότομη κλίση από αυτό του ΕΑΚ (στον κατιόντα κλάδο των φασμάτων), αφού παρά το γεγονός ότι το φάσμα του EC8 ξεκινάει από μεγαλύτερες τιμές επιτάχυνσης, για ιδιοπεριόδους κτιρίων μεγαλύτερες των 2,0 sec, το φάσμα του ΕΑΚ βρίσκεται πάνω από το φάσμα του EC8.

Στον EC8 δεν εμφανίζεται **ο συντελεστής θεμελίωσης θ**, κάτι που σε πρώτη άποψη τον καθιστά δυσμενέστερο. Γενικά, ο συντελεστής αυτός δεν ορίζεται στον EC8 και **δεν λαμβάνεται πουθενά υπόψη**, γεγονός που, πάντως, αντισταθμίζεται, ίσως, **από την λεπτομερέστερη κατηγοριοποίηση των εδαφών**(άρα λαμβάνεται τελικά υπόψη, αν και με άλλο τρόπο, η ενδεχόμενη αυξημένη παραμορφωσιμότητα του υπεδάφους, η μειωμένη "δυσκαμψία" και αντοχή του, καθώς και ο κίνδυνος αστοχίας του ίδιου του εδάφους και οι κίνδυνοι ενδεχόμενων διαφορικών καθιζήσεων).

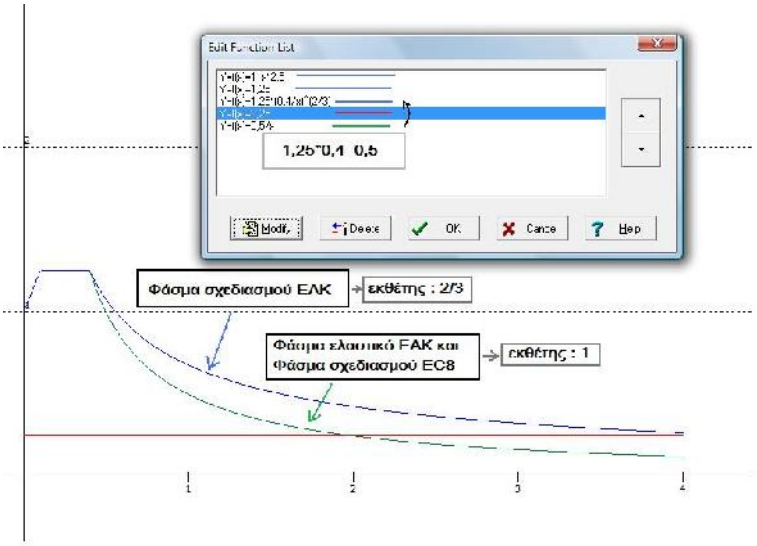
Επίσης δεν εμφανίζεται στον τύπο υπολογισμού της φασματικής επιτάχυνσης ο διορθωτικός συντελεστής η, η διαφοροποίηση του οποίου για ξ≠5%, όμως, όπως προαναφέρθηκε, συμπεριλαμβάνεται στο συντελεστή συμπεριφοράς q.

Υπάρχει μια διαφοροποίηση στις **σταθερές**, που περιέχονται στους τύπους υπολογισμού της φασματικής επιτάχυνσης σε σχέση με τον ΕΑΚ :στην περιοχή του ανιόντος κλάδου του φάσματος :2/3 στον EC8, αντί για 1 στον ΕΑΚ. Αυτό αποτυπώνεται στη διαφορά στην τιμή "εκκίνησης" (το σημείο δηλαδή για T=0 : 2/3*S=2/3*1,0=0,667για τον Ευρωκώδικα 8 , 1,0 στον ΕΑΚ), καθώς και στη διαφορά κλίσης (σ' αυτό το τμήμα-μεγαλύτερη στον EC8) μεταξύ των δύο φασμάτων, όπως φαίνεται στο ακόλουθο διάγραμμα (με όλες τις άλλες παραμέτρους κοινές):



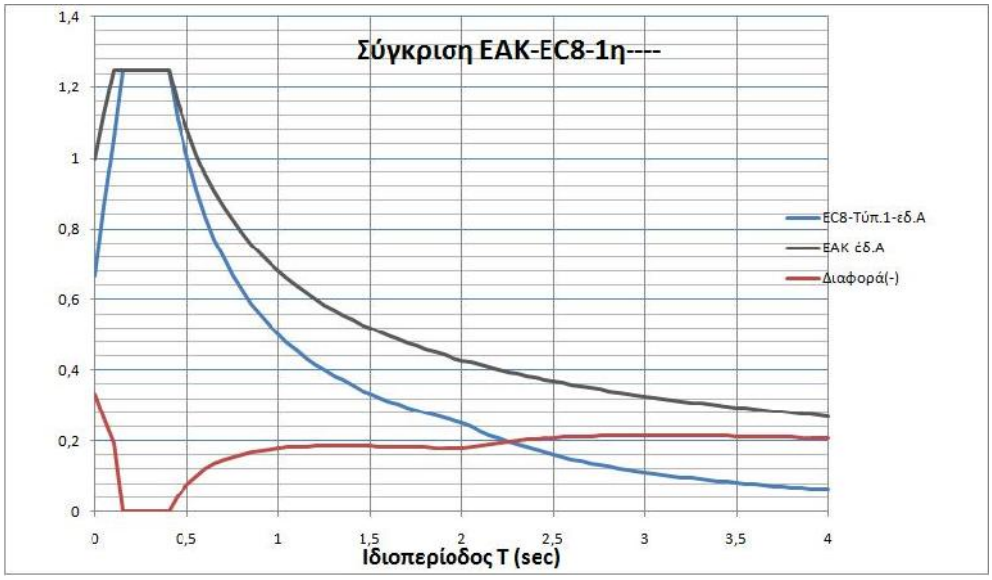
Εικόνα 2.13: Σύγκριση φασμάτων σχεδιασμού για έδαφος Α

Η δεύτερη διαφορά είναι στον κατιόντα κλάδο του φάσματος (δηλ. $T_C \leq T \leq T_D$) για τον EC8 (αλλά και $T_D \leq T \leq T4s$) , $T_2 < T$ για τον ΕΑΚ).Ο εκθέτης είναι μονάδα(1,0) στον EC8(και στις δύο περιοχές του φάσματος), και 2/3 στον τύπο του ΕΑΚ. Αυτό έχει επίπτωση στον ρυθμό με τον οποίο φθίνει το φάσμα, όπως φαίνεται στο ίδιο διάγραμμα. Δηλαδή :



Εικόνα 2.14: Φάσμα Ελαστικό & Σχεδιασμού-"Ανύψωση κατιόντος κλάδου"

Στο επόμενο απεικονίζεται η συνολική διαφορά που προκύπτει:



Εικόνα 2.15: Σύγκριση φασμάτων (για έδαφος Α)-
Διαφορά (απόλυτη): (ΕΑΚ) - (ΕC8)

Τέλος, για $T>T_C$, πρέπει να ισχύει $S_d(T)\beta \cdot a_g$,όπου β=0,2, ενώ ο ΕΑΚπροτείνει : $\Phi_d(T)/A \cdot \gamma_I g \geq 0,25$ σε κάθε περίπτωση. Σε αυτό το σημείο είναι (λίγο) πιο αυστηρός ο ΕΑΚ, αν και σπάνια σε σχεδιασμό θα εξαχθεί επιτάχυνση σχεδιασμού τόσο μικρή (~0,1g), ώστε να μην ικανοποιείται η παραπάνω ανισότητα.

Γενικά Συμπεράσματα:

Παρατηρείται από τα παραπάνω, ότι ο Ευρωκώδικας 8 προσαρμόζεται καλύτερα στις εδαφικές συνθήκες (και τους δίνει περισσότερη "σημασία") και συνεπώς είναι πιο συγκεκριμένος στα φάσματα σχεδιασμού απ' ότι ο ΕΑΚ, του οποίου τα φάσματα βρίσκονται "ανάμεσα" σε αυτά του Ευρωκώδικα και είναι πιο γενικά. Ακόμα, είναι πιο συντηρητικός και αυστηρός για τις τιμές των περιόδων Τ=0,4 ± 0,2 sec, οι οποίες αποτελούν και τις συνήθεις τιμές ιδιοπεριόδων των κατασκευών (χωρίς αυτό βέβαια να αποτελεί κανόνα).

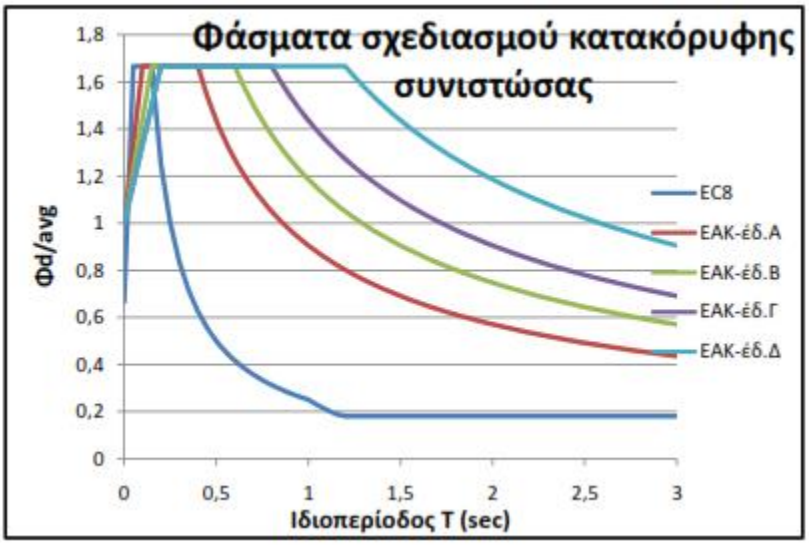
Όσο για το γεγονός ότι τα φάσματα του ΕΑΚ εμφανίζονται να υπερβαίνουν τα φάσματα του Ευρωκώδικα για Τ2,0 sec, αυτό δεν μπορεί να χαρακτηρίσει τον ΕΑΚ πιο αυστηρό, αφού σπάνια συναντώνται τόσο εύκαμπτα συστήματα στην πράξη. Συνολικά, ο Ευρωκώδικας 8 εμφανίζεται σαφώς αυστηρότερος και πληρέστερος από τον ΕΑΚ, με το πλεονέκτημα της πιο λεπτομερούς κατηγοριοποίησης των εδαφών, που έχει αντίκτυπο στον καλύτερο και αποτελεσματικότερο σχεδιασμό της κατασκευής.

2.3.2.5 Φάσμα Σχεδιασμού Κατακόρυφης Συνιστώσας
(επίσης 3.2.2.5 του EC8)

EC8: «Για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις παραπάνω εκφράσεις (για το φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας), αντικαθιστώντας την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ag με την κατακόρυφη avg, λαμβάνοντας S=1,0 και τις υπόλοιπες παραμέτρους όπως αναφέρθηκαν στο **ελαστικό φάσμα απόκρισης κατακόρυφης συνιστώσας**. Τίθεται ακόμη (εκτός αν γίνεται ειδική μελέτη) ως άνω όριο του συντελεστή συμπεριφοράς q, η τιμή 1,5».

Ο **ΕΑΚ** , για το ίδιο θέμα, ορίζει:
«Το φάσμα σχεδιασμού της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας, με τις εξής μεταβολές:
1. Αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης Α, χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα Αν=0,70·Α.
2. Αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q, χρησιμοποιείται ο συντελεστής q_V=0,50·q≥1,0 , και
3. Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1,0.

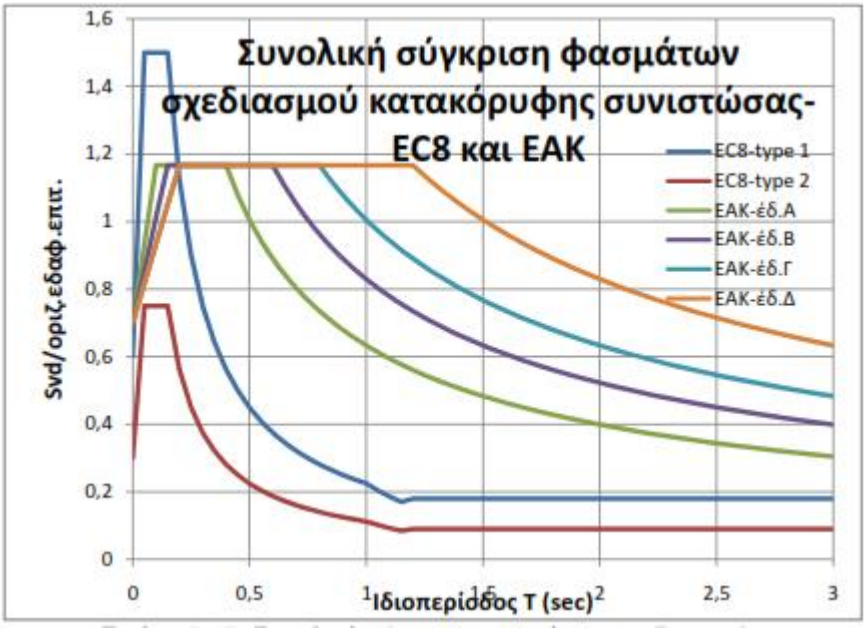
Ακολουθεί σύγκριση των φασμάτων που προκύπτουν (τύπου 1&2 του Ευρωκώδικα 8 και ΕΑΚ2000) για όλες τις κατηγορίες εδαφών Ευρωκώδικα και ΕΑΚ (ως προς την avg που δέχεται ο κάθε Κανονισμός, βλ. εξήγηση στη συνέχεια):



Εικόνα 2.16: Φάσματα σχεδιασμού ως προς την κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση που δέχεται ο κάθε Κανονισμός.

Για τον υπολογισμό αυτό, χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς **q=1,5 και για τα δύο φάσματα**. Ο EC8 προτείνει **ένα φάσμα** σχεδιασμού για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, κοινό για όλες τις κατηγορίες εδαφών (αφού ο συντελεστής εδάφους S δεν υπεισέρχεται στις σχέσεις υπολογισμού των τεταγμένων του φάσματος), αντίθετα με τον ΕΑΚ, ο οποίος προτείνει **διαφορετικό φάσμα** για κάθε κατηγορία εδάφους (αυτό από μόνο του ενδεχομένως δείχνει ότι ο EC8 δε θεωρεί ιδιαίτερα σημαντική την επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας). Πάντως, σε αυτό το διάγραμμα χρησιμοποιείται ο λόγος Φ_d / avg .

Έτσι, προκύπτει ότι οι δύο Κανονισμοί προτείνουν τις ίδιες φασματικές επιταχύνσεις. Αυτό όμως δε μας λέει τίποτα διότι, **προσοχή** χρειάζεται στο γεγονός ότι ο τρόπος ορισμού της **κατακόρυφης εδαφικής επιτάχυνσης** (έμμεσα, απ' την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση) είναι **διαφορετικός** στους δύο Κανονισμούς. Δηλ., ο μεν ΕΑΚ ορίζει την κατακόρυφη συνιστώσα, ως Αν=0,70·Α , όπου Α: η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση. Ενώ, ο EC8 ορίζει δύο τιμές avg=0,90·ag και avg=0,45·ag για την κατακόρυφη συνιστώσα, ανάλογα με το αν χρησιμοποιείται ο Τύπος 1 ή 2 του φάσματος (όπως είδαμε και πιο πριν, Πίνακας 3.5). Άρα, για να έχει πραγματικά νόημα η σύγκριση αυτή, πρέπει **να αναχθούν τα δύο φάσματα στην <u>ίδια</u> οριζόντια εδαφική επιτάχυνση.**
Τα (ανωτέρω) φάσματα μας δίνουν την «φασματική ενίσχυση». Δηλ., κάνουμε το μετασχηματισμό:
ΤΑ.=Τ,Αγια τον ΕΑΚ, οπότε πολλαπλασιάζουμε τις τεταγμένες του φάσματος με 0,70 και αντίστοιχα :S για τον EC8, με το 0,90 (τύπος 1) και αντίστοιχα 0,45 (τύπος 2), για να μπορέσουμε να τα συγκρίνουμε σε "ίσους όρους" (ανηγμένα στην ίδια οριζόντια επιτάχυνση).Έτσι, προκύπτει :



Εικόνα 2.17: Συνολική σύγκριση φασμάτων σχεδιασμού για την κατακόρυφη συνιστώσα (ως προς την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση)

Η διαφορά είναι προφανής. Συνολικά λοιπόν, οι κύριες διαφοροποιήσεις του EC8 από τον ΕΑΚ είναι :
α) οι (κατά πολύ) διαφέρουσες τιμές της **κατακόρυφης εδαφικής επιτάχυνσης** (Πίν.3.5),από τη σταθερή τιμή 0,70· Α του ΕΑΚ.
β) ο τρόπος που ορίζουν οι δύο Κανονισμοί το **συντελεστή συμπεριφοράς q** έναντι κατακόρυφων δράσεων: Ο μεν ΕΚ8 ορίζει μόνο ότι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς έναντι κατακόρυφων δράσεων πρέπει να είναι μικρότερη από **1,5** (παρέχει δηλαδή ένα άνω όριο). Ο ΕΑΚ αντίστοιχα ορίζει ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς αυτός προκύπτει από το συντελεστή συμπεριφοράς έναντι οριζοντίων δράσεων ως: **qv=0,50·qh**, ενώ δίνει ένα **κάτω όριο** για την τιμή του ίσο με **1,0.**

Παράδειγμα : Για έναν συντελεστή συμπεριφοράς έναντι οριζοντίων δράσεων $\mathbf{q_h=3,5}$ (τυπική τιμή για οπλισμένο σκυρόδεμα), ο ΕΑΚ θα έδινε $q_v=0,50\cdot q=0,50\cdot 3,5=\mathbf{1,75}$, τιμή η οποία **δεν** είναι αποδεκτή σύμφωνα με τον EC8.
Τελικά, ο EC8 δίνει **μεγαλύτερη** επιτάχυνση για τις πιο μικρές ιδιοπεριόδους (≈0,20 sec), που αποτελούν και τη συνηθισμένη περίπτωση, εάν χρησιμοποιείται το φάσμα Τύπου 1. (Ενώ δίνει **μικρότερη** επιτάχυνση, εάν χρησιμοποιείται το φάσμα Τύπου 2). Για μεγαλύτερες περιόδους, οι τιμές που δίνει είναι **μικρότερες** από αυτές του ΕΑΚ.

2.3.3 Συνδυασμός της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις (3.2.4 του EC8)

Ουσιαστικά, αυτό που μας δίνεται εδώ, δεν είναι ο συνδυασμός της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις, αλλά οι μάζες που θα ληφθούν υπόψη στον υπολογισμό.

Ορίζεται, άρα ότι: «Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης θα εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που προκύπτουν από όλα τα φορτία βαρύτητας που εμφανίζονται στον ακόλουθο συνδυασμό:

$\Sigma G_{k,j}$ "+" $\Sigma \psi_{E,I}\cdot Q_{k,i}$

όπου :
"+" : σημαίνει "συνδυάζεται με"
$\psi_{E,I}$ **: ο συντελεστής συνδυασμού της μεταβλητής δράσης i.**

Παρατήρηση: Παραλείπεται να αναφερθεί τι αντιπροσωπεύει η μεταβλητή $\mathbf{G_{k,j}}$ αν και είναι προφανές ότι αντιπροσωπεύει τα **μόνιμα φορτία.**

Ο οποίος (συντελεστής $\psi_{E,I}$) λαμβάνει υπόψην του την πιθανότητα τα **φορτία $\mathbf{Q_{k,i}}$** να **μην ασκούνται** (με τη **μέγιστή** τους τιμή) σε **όλο** το κτίριο κατά τη διάρκεια του σεισμού. Μπορεί επίσης να λαμβάνει υπόψην του μια μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση της κατασκευής, λόγω μη- άκαμπτης σύνδεσης μεταξύ τους. Υπολογίζεται από την εξίσωση : $\mathbf{\psi_{E,i}=\varphi\cdot\psi_{2,I}}$,όπου το φ(≤1,0) εξαρτάται από τον τύπο της μεταβλητής δράσης και δίνεται από τον Πίνακα 4.2 του Ευρωκώδικα 8(στο Κεφάλαιό του 4).Οι τιμές του $\mathbf{\psi_{2,I}}$δίνονται στον **EC0** ("Βάσεις σχεδιασμού").»

Στον ΕΑΚ αναφέρεται :
(**ως προς το συνδυασμό της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις) :**
«Τα εντατικά μεγέθη της σεισμικής δράσης σχεδιασμού συνδυάζονται με τις λοιπές δράσεις ως εξής :

$S_d = G_k + P\infty \pm E + \psi_2 \cdot Q_{k,i}$ σχέση 4.1 του ΕΑΚ

όπου :
G_k: μόνιμες δράσεις
$P\infty$: προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες.
Ε : σεισμός σχεδιασμού
$Q_{k,I}$: χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
Ψ_2: ο συντελεστής συνδυασμού για μακροχρόνιες (οιονεί μόνιμες) μεταβλητές δράσεις για τον οποίο προτείνονται τιμές στον Πίνακα 4.1 του Κανονισμού.» «Δράσεις καταναγκασμού και άλλες τυχηματικές δράσεις (κρούσεις οχημάτων ή πλοίων) δε συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό με σεισμό.»

Παρατήρηση: Ο παραπάνω συνδυασμός δράσεων είναι ο **βασικός σεισμικός συνδυασμός δράσεων**, και στον ΕΑΚ γίνεται συχνή αναφορά σε αυτόν ως "συνδυασμός 4.1". Στον EC8, αν και δεν αναφέρεται ρητά σε κάποιο σημείο πώς ορίζεται η "**σεισμική κατάσταση σχεδιασμού"** (=seismic design situation), στο εξής όπου στο κείμενο αυτό αναφέρεται "σεισμική κατάσταση σχεδιασμού", θα εννοείται η κατάσταση υπό αυτόν το βασικό συνδυασμό σεισμικών δράσεων.

Σχόλια: Στον Ευρωκώδικα 8 εισάγεται ο **συντελεστής φ,** που μειώνει την τιμή του $\psi_{E,i}$ (άρα και τη συμμετοχή των μεταβλητών δράσεων στον παραπάνω σεισμικό συνδυασμό), ο οποίος δίνεται ανάλογα με τον τύπο της μεταβλητής δράσης (βλέπε επόμενο κεφάλαιο του EC8). Π.χ. σε σημεία που δεν είναι κρίσιμη η μεταβλητή δράση, ο συντελεστής φ απομειώνει τη συμμετοχή της στο σεισμικό συνδυασμό, γεγονός που καθιστά τον EC8 **πιο λεπτομερή** και σε αυτό το σημείο σε σχέση με τον ΕΑΚ, αν και τελικά οι τιμές που προκύπτουν από τους δύο Κανονισμούς για το συντελεστή ψi είναι παρόμοιες.
(σχετικά με τον **υπολογισμό των μαζών**):
«Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία $G_k+\psi_2 \cdot Q_k$,όπου G_k και Q_k είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και ψ_2 μειωτικός συντελεστής που δίνεται από τον Πίνακα 4.1»(του Κανονισμού)

Σχόλια: Η διαφορά έγκειται και πάλι στην εισαγωγή του **συντελεστή φ**, ο οποίος εδώ απομειώνει τη συμμετοχή των μεταβλητών φορτίων στον υπολογισμό των **μαζών**, και άρα στις **αδρανειακές δυνάμεις.**

2.4 Συμπεράσματα κεφαλαίου

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, αναφέρεται και αναλύεται το βασικό εργαλείο σχεδιασμού μιας κατασκευής: το φάσμα σχεδιασμού (για οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα, με την πρώτη να έχει την περισσότερη βαρύτητα, καθώς στη μεγάλη πλειοψηφία των κατασκευών, αυτή καθορίζει τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου). Ανακεφαλαιωτικά, οι πιο σημαντικές διαφορές είναι:
α) Η εισαγωγή του συντελεστή εδάφους S, ο οποίος παράγει δυσμενέστερες τιμές επιτάχυνσης μέχρι και 80%
β) Δευτερευόντως, αξίζει να αναφερθεί η διαφοροποίηση της σταθεράς 1 (στον ΕΑΚ) σε 2/3 (στον ΕC8) στον τύπο υπολογισμού της φασματικής επιτάχυνσης (για την οριζόντια συνιστώσα) στο πρώτο σκέλος του φάσματος (ανιών κλάδος), που έχει επίπτωση στην τιμή εκκίνησης, και στην κλίση του φάσματος.
γ) Επίσης, υπάρχει η διαφοροποίηση στον εκθέτη στον τρίτο κλάδο του φάσματος (κατιών κλάδος), που γίνεται από 2/3 στον ΕΑΚ σε 1,0 στον ΕC8, που οδηγεί σε χαμηλότερες τιμές επιτάχυνσης για τον ΕC8, σ' εκείνη την περιοχή ιδιοπεριόδων. (Εικόνες 28,29)
δ) Τέλος, είναι πιο λεπτομερής σε πολλά σημεία όπως:δύο τύποι φασμάτων, περισσότερες κατηγορίες εδαφών, μία παραπάνω χαρακτηριστική τιμή περιόδου φάσματος, πιο λεπτομερής συντελεστής συνδυασμού δράσεων.

Γενικά, ο ΕΚ8 είναι σαφώς αυστηρότερος και λεπτομερέστερος από τον ΕΑΚ 2000, γεγονός που οδηγεί σε καλύτερο σχεδιασμό, προσαρμοσμένο στις ειδικές συνθήκες της κάθε κατασκευής.

3ο Κεφάλαιο:
ΑΝΑΛΥΣΗ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ
(Κεφ. 4 του EC8)

Το παρόν κεφάλαιο του EC8 ασχολείται (αφού προηγουμένως, όπως είδαμε, έχουν οριστεί οι σεισμικές δράσεις στις κατασκευές) με την **κανονικότητα** ενός κτιρίου, τις **μεθόδους ανάλυσης**, καθώς και με το σχεδιασμό των **φερόντων** και **μη φερόντων** στοιχείων του.

3.1 Γενικά Χαρακτηριστικά κατασκευών ανθεκτικών σε σεισμό

Αναφέρεται σχετικά:«Σε σεισμικές περιοχές, ο σεισμικός κίνδυνος θα λαμβάνεται υπόψη στα **πρώιμα στάδια** του **θεμελιώδους** (=conceptual) σχεδιασμού ενός κτιρίου, καθιστώντας έτσι δυνατό το σχεδιασμό ενός κτιρίου, που, εντός αποδεκτού κόστους, θα ικανοποιεί τις **θεμελιώδεις απαιτήσεις** που προαναφέρθηκαν **(§2.1).»**

«Οι βασικές αρχές που διέπουν αυτό το θεμελιώδη σχεδιασμό (=conceptual design) είναι:

α)**"Δομική απλότητα**", η οποία χαρακτηρίζεται από μια σαφή και άμεση "διαδρομή" μετάδοσης των σεισμικών δυνάμεων, μιας και η προσομοίωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση, διαμόρφωση κατασκευαστικών λεπτομερειών και, τελικά, κατασκευή απλών κατασκευών, υπόκεινται έτσι σε **πολύ λιγότερη αβεβαιότητα,** και άρα η **πρόβλεψη** της σεισμικής τους συμπεριφοράς είναι πολύ πιο αξιόπιστη.

β) **Ομοιομορφία, συμμετρία και πλεόνασμα** (αντοχής) (=uniformity, symmetry and redundancy)

Η ομοιομορφία **σε κάτοψη** χαρακτηρίζεται από ομοιόμορφη κατανομή των δομικών στοιχείων, που επιτρέπει τη σύντομη και άμεση μετάδοση των αδρανειακών δυνάμεων, που δημιουργούνται στις (κατανεμημένες) μάζες του κτιρίου. Εάν αυτό κρίνεται απαραίτητο, αυτή η ομοιομορφία μπορεί να επιτυγχάνεται υποδιαιρώντας όλο το κτίριο, με **σεισμικούς αρμούς,** σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες, με την προϋπόθεση ότι αυτοί οι αρμοί προφυλάσσονται από δυσμενείς **προσκρούσεις** μεταξύ των δυναμικά ανεξάρτητων μονάδων, σύμφωνα με την § 4.4.2.7 του ΕΚ8.

Η ομοιομορφία **καθ' ύψος** αποτρέπει την εμφάνιση ευαίσθητων ζωνών που οδηγούν σε συγκέντρωση τάσεων ή μεγάλες **απαιτήσεις πλαστιμότητας**, που με τη σειρά τους θα μπορούσαν να προκαλέσουν πρόωρα κατάρρευση.

Η κατανομή της **μάζας** και της **δυσκαμψίας** πρέπει να έχουν στενή σχέση μεταξύ τους, ώστε να ελαχιστοποιείται η "**εκκεντρότητα**" μεταξύ μάζας και δυσκαμψίας.

γ) **Αντοχή και δυσκαμψία σε δύο διευθύνσεις**, αφού η σεισμική δράση είναι ένα φαινόμενο που έχει δύο (κάθετες) συνιστώσες. Γι' αυτό το λόγο, συνίσταται τα δομικά στοιχεία να διατάσσονται σε ένα ορθογωνικό σύστημα αξόνων, ώστε να εξασφαλίζουν **παρόμοια χαρακτηριστικά** αντοχής και δυσκαμψίας και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η επιλογή του επιπέδου δυσκαμψίας της κατασκευής, εκτός από το να προσπαθεί να μειώσει τα εντατικά μεγέθη που δημιουργεί η σεισμική δράση, πρέπει επίσης να περιορίζει εκτεταμένες μετατοπίσεις, που μπορεί να οδηγήσουν σε αστάθειες λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης ή σε εκτεταμένες ζημιές.

δ) **Στρεπτική αντοχή και δυστρεψία**, απαραίτητες για να περιορίζουν την ανάπτυξη στρεπτικών κινήσεων, που καταπονούν ανομοιόμορφα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Γι' αυτόν το λόγο, συνίσταται τα κύρια φέροντα στοιχεία να διατάσσονται κοντά στην **περιφέρεια** της κατασκευής.

ε) **Διαφραγματική λειτουργία των πλακών**

Στα κτίρια, οι πλάκες παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στη συνολική σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Πρέπει να λειτουργούν ως απαραμόρφωτα (πρακτικά)

διαφράγματα, να συγκεντρώνουν δηλαδή, και να μεταδίδουν τις αδρανειακές δυνάμεις- όντας συνδεδεμένα κατάλληλα- στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία, εξασφαλίζοντας ότι συνεργάζονται στην αντίσταση της οριζόντιας σεισμικής δράσης προκειμένου να τηρούνται οι υποθέσεις της ανάλυσης (βλέπε σχετική παράγραφο για την ακαμψία του διαφράγματος).

Περιπτώσεις που απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή είναι:

1) περιπτώσεις περίπλοκης και ανομοιόμορφης κατανομής των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα),

2) περιπτώσεις όπου χρησιμοποιούνται μαζί συστήματα με διαφορετική οριζόντια παραμορφωσιμότητα (π.χ. δυαδικά ή μεικτά συστήματα),

3) περιπτώσεις μη-συμβατικής ή πολύ επιμήκους κάτοψης ορόφου και κατόψεων με μεγάλα ανοίγματα στην πλάκα, ιδιαίτερα εάν τα τελευταία βρίσκονται στην περιοχή των κύριων κατακόρυφων δομικών στοιχείων (π.χ. τοιχώματα ή φρεάτιο ανελκυστήρα, στην περίπτωση του οπλισμένου σκυροδέματος, σύνδεσμοι δυσκαμψίας στην περίπτωση κατασκευής από χάλυβα),

4) και τέλος περιπτώσεις όπου υπάρχει σημαντική αλλαγή της δυσκαμψίας (π.χ. (σημαντική) αλλαγή διατομής) ή γεωμετρική εκκεντρότητα των υποστυλωμάτων, πάνω και κάτω απ' το διάφραγμα.

ζ) **Επαρκής θεμελίωση**, η οποία με κατάλληλο σχεδιασμό και κατασκευή θα εξασφαλίζει ότι ολόκληρη η κατασκευή υπόκειται σε ομοιόμορφη σεισμική διέγερση (το ΕΝ 1998-5 (Μέρος 5 του Ευρωκώδικα) αναφέρεται ειδικά στις θεμελιώσεις).»

Ο **ΕΑΚ** σχετικά αναφέρει (Στο Κεφάλαιο 4, § 4.1.7 "**Ελαχιστοποίηση Αβεβαιοτήτων Σεισμικής Συμπεριφοράς**", και συγκεκριμένα στην § 4.1.7.1 **"Διαμόρφωση του στατικού συστήματος**":

«Στη φάση σύνθεσης του στατικού συστήματος πρέπει να επιδιώκεται ελαχιστοποίηση των **αβεβαιοτήτων** της σεισμικής συμπεριφοράς του. Σαν γενική κατεύθυνση, η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο βαθμό **απλότητας** και **κανονικότητας** (=Η κανονικότητα κατά ΕΑΚ ορίζεται σε άλλη θέση του), αλλά συγχρόνως και **υπερστατικότητας** του συστήματος, ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Πρέπει επίσης να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις του φέροντα οργανισμού και του **οργανισμού πλήρωσης**.»

Ειδικά, "**κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη**":

«Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή/και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί τη **στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου**. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων **κοντά στην περίμετρο**. Εξασφάλιση ουσιαστικής **πλαισιακής λειτουργίας** στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων, σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας. Όπου αυτό δεν είναι δυνατόν (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φατνωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών **τοιχωμάτων και στις 2 διευθύνσεις**.»

3.2 Κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη

Στον Ευρωκώδικα 8 αναφέρεται: «Ορισμένα δομικά στοιχεία μπορούν να σχεδιάζονται ως "**δευτερεύοντα" σεισμικά μέλη** χωρίς να λαμβάνουν μέρος στο σύστημα που αντιστέκεται στη σεισμική δράση. Η αντοχή και η δυσκαμψία αυτών των στοιχείων **έναντι σεισμικών δράσεων θα αγνοείται.** Άρα δεν υπάγονται στους

κανόνες και απαιτήσεις των Κεφαλαίων 5 έως 9 του EC8. Παρ' όλα αυτά, αυτά τα μέλη και οι συνδέσεις τους πρέπει να σχεδιάζονται και να διαμορφώνονται κατασκευαστικά, έτσι ώστε να παρέχουν την απαιτούμενη στήριξη έναντι των φορτίων **βαρύτητας,** όταν υπόκεινται στις μετακινήσεις που προκαλούνται από την πιο δυσμενή κατάσταση σεισμικής δράσης. Θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε **φαινόμενα 2ης τάξης** κατά το σχεδιασμό τέτοιων μελών. Η συνολική συμβολή στην **πλευρική δυσκαμψία** όλων των δευτερευόντων μελών δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το **15%** αυτής των κύριων σεισμικών μελών[12]

*Στον **ΕΑΚ** δε γίνεται <u>καμία αναφορά</u> για διάκριση των δομικών στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη.*

<u>*Παρατήρηση:*</u> Σε άλλο ένα σημείο ο Ευρωκώδικας αποδεικνύεται πιο **λεπτομερής** από τον ΕΑΚ, καθώς προτείνει έναν διαχωρισμό που κάνει πιο αποδοτικό το σχεδιασμό , αφού δεν "επιβαρύνει" το κτίριο με όλα τα δομικά στοιχεία σχεδιασμένα για σεισμική δράση, και έτσι απλοποιεί τις διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, δηλαδή **"ελαφρύνει" το κτίριο σχεδιαστικά.**

[12] Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τον ίδιο περιορισμό, ορίζει «το 25% της δυσκαμψίας»

3.3 Δομική Κανονικότητα

Οι κατασκευές, για το σκοπό του σεισμικού σχεδιασμού, χαρακτηρίζονται ως κανονικές ή μη κανονικές. Ο διαχωρισμός αυτός έχει επιπτώσεις στις εξής πτυχές του σεισμικού σχεδιασμού:
1.Το δομικό μοντέλο, το οποίο μπορεί να είναι ένα απλοποιημένο δισδιάστατο (επίπεδο) μοντέλο ή πλήρες τρισδιάστατο (χωρικό) μοντέλο.
Στον ΕΑΚ : «Στην περίπτωση των κτιρίων, για την εφαρμογή οποιασδήποτε μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής»
2.Τη μέθοδο ανάλυσης: απλοποιημένη φασματική μέθοδος [μέθοδος της πλευρικής δύναμης ή ισοδύναμη στατική μέθοδος, κατά ΕΑΚ…] ή δυναμική φασματική μέθοδος.
3.Την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q, η οποία λαμβάνεται μειωμένη για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος.

Στον παρακάτω Πίνακα (πίνακας 4.1 του EC8) παρουσιάζονται οι συνέπειες της δομικής κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό:

Κανονικότητα		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς q
Σε κάτοψη	Καθ' ύψος	Μοντέλο	Γραμμική-Ελαστική Ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Ισοδύναμη στατική	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Δυναμική Φασματική	Απομειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Ισοδύναμη στατική	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Δυναμική Φασματική	Απομειωμένη τιμή

Πίνακας 3.1: Συνέπειες της κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό

Παρατηρήσεις: Η κανονικότητα **σε κάτοψη**, επηρεάζει (κατ' ελάχιστο) το αν το μοντέλο θα πρέπει να είναι **επίπεδο** ή **χωρικό.** Η κανονικότητα **καθ' ύψος**, επηρεάζει αφενός το αν θα χρησιμοποιηθεί **απλοποιημένη** ή **πλήρης ιδιομορφική** (φασματική) ανάλυση, και αφετέρου, την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q **("κανονική" ή απομειωμένη τιμή).**
Όσον αφορά το συντελεστή συμπεριφοράς q: Οι τιμές "**αναφοράς**" (κανονική τιμή) δίνονται στα σχετικά (κατά υλικό) κεφάλαια (5 ως 9). Για **μη κανονικά καθ' ύψος** κτίρια, χρησιμοποιούνται οι **απομειωμένες** τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς, που είναι οι τιμές αναφοράς πολλαπλασιασμένες επί **0,8.**

3.3.1. Κανονικότητα σε κάτοψη

Τα 5 (πέντε) κριτήρια που τίθενται για να κατηγοριοποιείται ένα κτίριο σαν κανονικό σε κάτοψη, είναι:
α) Ως προς την **πλευρική δυσκαμψία** και την κατανομή της **μάζας,** το κτίριο θα πρέπει να είναι **κατά προσέγγιση** συμμετρικό σε κάτοψη, ως προς δύο ορθογώνιους άξονες.
β) Η διαμόρφωση της κάτοψης πρέπει να είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε όροφος θα περικλείεται από μια **κυρτή πολυγωνική γραμμή**. Αν υπάρχουν εσοχές, μπορεί να θεωρείται και πάλι ότι υπάρχει κανονικότητα, εάν: 1.αυτές οι εσοχές δεν επηρεάζουν τη δυσκαμψία του ορόφου εντός του επιπέδου του (δυστένεια) και 2. για κάθε εσοχή, η επιφάνεια μεταξύ του (πραγματικού) περιγράμματος του ορόφου και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που τον περιβάλλει **δεν ξεπερνάει το 5%** της επιφάνειας του ορόφου.
γ) Η εντός του επιπέδου τους δυσκαμψία των ορόφων θα πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλη σε σχέση με την πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα)13, ώστε η παραμόρφωση του ορόφου (εντός του επιπέδου του) θα έχει μικρή επίδραση στην **κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των υποστυλωμάτων**. Έτσι, **σχήματα ορόφου σε μορφή L,C,H,I και X** θα πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ουσιαστικά δηλαδή, η ακαμψία των προεξεχόντων κλάδων θα πρέπει να είναι συγκρίσιμη με εκείνη του κεντρικού μέρους, προκειμένου να ικανοποιείται η **υπόθεση του απαραμόρφωτου διαφράγματος.**
δ) Η "λυγηρότητα", δηλαδή ο λόγος **λ=Lmax/Lmin** του κτιρίου σε κάτοψη δεν θα πρέπει να είναι **μεγαλύτερος του 4**, όπου Lmax και Lmin είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση σε κάτοψη του κτιρίου, μετρούμενες σε δύο κάθετες διευθύνσεις.
ε) Σε κάθε επίπεδο (όροφο) και για κάθε διεύθυνση ανάλυσης x και y, η **στατική εκκεντρότητα** (=structural ή natural eccentricity, όπως αναφέρεται στο κείμενο) και **η ακτίνα δυστρεψίας r,** πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες (που εκφράζονται εδώ για τη διεύθυνση ανάλυσης y):

$e_{ox} \leq 0{,}30 \cdot r_x$

$r_x \geq l_s$ ←(Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας του ΕΑΚ)

όπου,

$\mathbf{e}_{ox}$ (m), η απόσταση μεταξύ του **κέντρου δυσκαμψίας** και του **κέντρου μάζας,** κατά τη διεύθυνση x, δηλαδή κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση
r_x (m), η **ακτίνα δυστρεψίας**, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας, προς την πλευρική (μεταφορική) δυσκαμψία στη διεύθυνση y
l_s (m), η **ακτίνα αδράνειας** της μάζας του ορόφου σε κάτοψη, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της πολικής ροπής αδράνειας μάζας του ορόφου (ως προς το κέντρο μάζας) προς τη μάζα του ορόφου

---

[13] Αντί του όρου "κατακόρυφα δομικά στοιχεία", χρησιμοποιείται ο όρος "υποστυλώματα" για λόγους ευκολίας μόνο, καθόσον -σε κτίρια από σκυρόδεμα- τέτοια δομικά στοιχεία είναι επίσης και τα τοιχώματα

Σκόπιμο είναι, σε αυτό το σημείο, προς αποφυγή σύγχυσης, να αναφέρουμε ότι ο **συμβολισμός** που χρησιμοποιεί ο ΕΑΚ είναι διαφορετικός.

Δηλαδή :

Συμβολισμός		**Περιγραφή μεγέθους**
στον ΕΑΚ	στον EC8	
e_{0x}	e_{0x}	Στατική εκκεντρότητα, κατά την κύρια διεύθυνση x του κτιρίου
ρ_x	r_x	Ακτίνα δυστρεψίας ως προς τον **ελαστικό άξονα** (ΠΡΟΣΟΧΗ)[14]
r_i	l_s	Ακτίνα αδράνειας του διαφράγματος[15]

Πρέπει επίσης, σε αυτό το σημείο να σημειώσουμε το εξής: ο ορισμός που δίνει ο EC8 για την ακτίνα δυστρεψίας r_x ως: "είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας (του ορόφου) προς την πλευρική δυσκαμψία ως προς τη διεύθυνση y", χωρίς όμως να δίνει άλλα στοιχεία για τον τρόπο που τελικά αυτή μπορεί να υπολογιστεί (παραπέμπει στο Εθνικό Προσάρτημα). Δηλ.:

$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_Y}}$,όπου:

K_T: η στρεπτική δυσκαμψία του ορόφου (kNm)

K_Y: η πλευρική (μεταφορική) δυσκαμψία του ορόφου (kN/m)

Αυτός ο τρόπος υπολογισμού **δεν προσφέρεται για εφαρμογές** στην πράξη. Ειδικά για τη στρεπτική δυσκαμψία, παρέχεται ένα παράδειγμα υπολογισμού (για έναν "απλό" σχετικά φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα, στο βιβλίο "Δυναμική των Κατασκευών", Ι.Θ. Κατσικαδέλης, Τόμος Ι, εκδόσεις Συμμετρία 2002). Για φορείς από χάλυβα, ενδεχομένως η παρουσία των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας να δυσχεραίνει τον υπολογισμό.

Πιο **πρόσφορος για εφαρμογή στην πράξη** είναι ο τρόπος που παρέχει ο ΕΑΚ.

Δηλ. :

$p_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}}$,όπου :

p_x: η ακτίνα δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα

u_y: μετατόπιση του σημείου P_0 για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i κατά την κύρια διεύθυνση χ.

θ_z: γωνία στροφής στο διάφραγμα io για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \cdot F_i$ (c:αυθαίρετος μοχλοβραχίονας ,π.χ 1m)

---

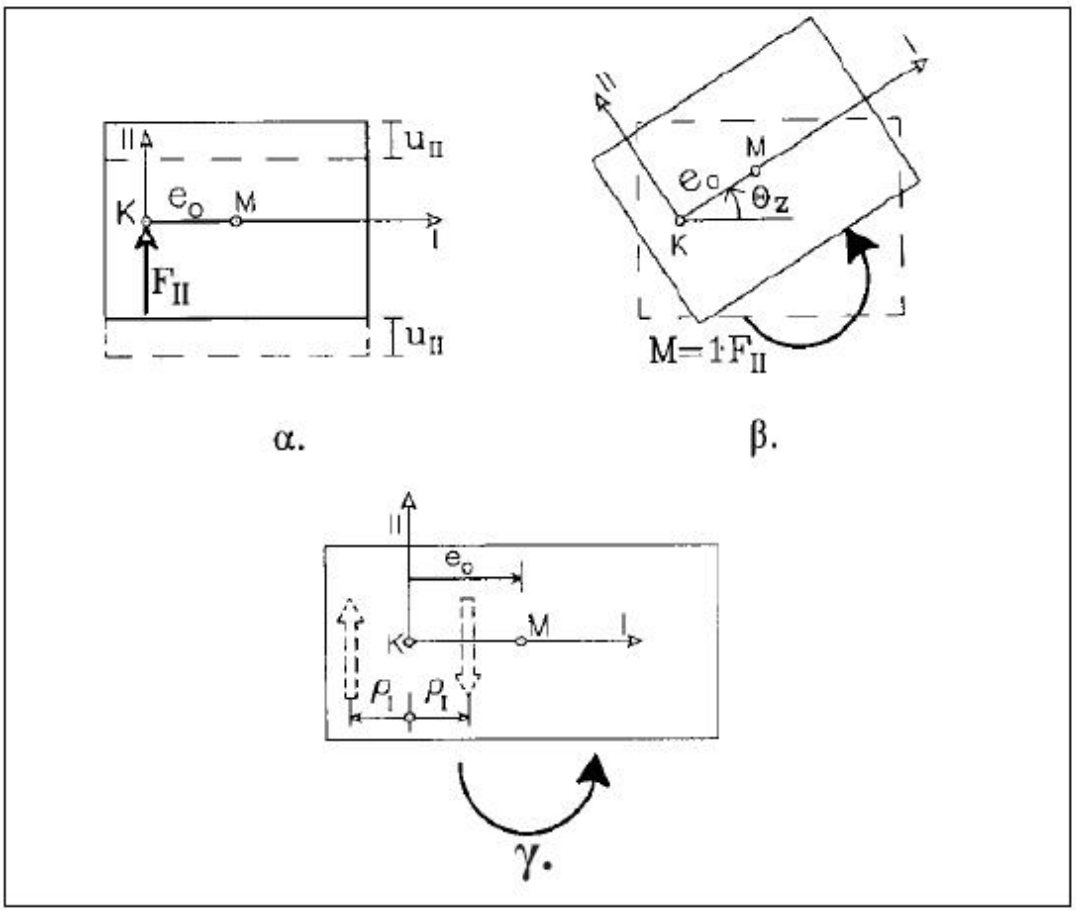
[14]Πρόκειται για την ακτίνα δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα και όχι για την ακτίνα δυστρεψίας ρmi ως προς το κέντρο μάζας (διευκρίνιση η οποία παρέχεται μόνο στον ΕΑΚ)

[15]Είναι I_s ή $r_i = \sqrt{\frac{I_m}{m}}$,όπου I_m:η πολική ροπή αδράνειας μάζας του διαφράγματος ως προς το κέντρο μάζας και m:η μάζα του(όπως προκύπτει από τον συνδιασμό G+0,3Q). Ο EC8 σ'αυτό το σημείο αναφέρει ότι σε μονώροφα κτίρια,ο ορισμός των κέντρων δυσκαμψίας (ελαστικό κέντρο)και της ακτίνας δυστρεψίας είναι δυνατόν να

γίνει και είναι μονοσήμαντος.Σε πολυώροφα κτίρια όμως , μόνο προσεγγίσεις μπορούν να γίνουν για τον ορισμό των παραπάνω μεγεθών (χωρίς να αναφέρει όμως άλλες λεπτομέρειες)
(Για περισσότερες λεπτομέρειες,ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού αναλύεται στο κεφ.3§3.3.3 του ΕΑΚ 2000)
Πάντως και οι δύο τρόποι αναφέρεται ότι υπολογίζουν το ίδιο μέγεθος {1}.
Δηλαδή:

(EC8) $r_x = \sqrt{\frac{K_t}{K_y}} = \sqrt{\frac{(1 \cdot F_y)/\theta_z}{F_y/u_y}} = \sqrt{\frac{u_y}{\theta_z}} = \rho_x$ (ΕΑΚ)

'Οπου οι δυνάμεις Fy και η στρεπτική ροπή $F_Z = 1 \cdot F_y$,εφαρμοζόμενες στο κέντρο δυσκαμψίας του διαφράγματος,προκαλούν τη μετακίνηση u_y και τη στροφή θ_z αντίστοιχα,όπως δείχνεται στο σχήμα:



Εικόνα 3.1: Υπολογισμός της ακτίνας δυστρεψίας σε μονώροφο σύστημα (βιβλιογραφία {1})

Ο **ΕΑΚ,** σχετικά με την κανονικότητα σε κάτοψη αναφέρει:
-Τα προαναφερθέντα, που βρίσκονται στην § 4.1.7.1 του ΕΑΚ.
-Στην § 3.5.1 (Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος-Γενικά-Πεδίο εφαρμογής)
«Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν: α) Τα πατώματα λειτουργούν ως **απαραμόρφωτα διαφράγματα** μέσα στο επίπεδό τους.Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του **4** (Ταύτιση

σε αυτό το σημείο με τον EC8), καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που **υπερβαίνουν το 35%** της κάτοψης του ορόφου.» (Εδώ ο EC8 διαφέρει σημαντικά, καθώς θέτει όριο στις **εσοχές** (μόνο εσοχές, δεν κάνει λόγο για κενά) το 5% της κάτοψης)

Επίσης, σε άλλο σημείο του: «Κατάλληλη μορφή της κάτοψης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία. Γι' αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4,00 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από **συνδυασμό επιμήκων στοιχείων** (μορφής L, Π κ.λπ.). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην **κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων»**

→Ο EC8 σ' αυτό το σημείο, **<u>ποσοτικοποιεί,</u>** λέγοντας: «Το διάφραγμα θεωρείται ότι είναι άκαμπτο, αν, όταν μοντελοποιηθεί με την **πραγματική** εντός του επιπέδου του **παραμορφωσιμότητα**, οι οριζόντιες μετατοπίσεις του δεν διαφέρουν πουθενά περισσότερο από **10%** από τις αντίστοιχες απόλυτες μετακινήσεις με την **υπόθεση** οριζόντιου διαφράγματος **(απαραμόρφωτος δίσκος)»** Επίσης, σε άλλο σημείο του (στην § **4.1.4.2** «Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα», συγκεκριμένα στην υποπαράγραφο "β. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα",[**3]**) αναφέρεται: «Η διάταξη των τοιχωμάτων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αποκλείει το σχηματισμό **μαλακού ορόφου** μέσω **στρεπτικής παραμόρφωσης** του κτιρίου. Αυτό θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν ικανοποιείται **μία** από τις ακόλουθες συνθήκες:
-Αν σε κάθε όροφο,διατίθενται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας δύο τουλάχιστον παράλληλα τοιχώματα, η απόσταση των οποίων υπερβαίνει το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης κάτοψης του στατικού συστήματος του κτιρίου και να ικανοποιείται η συνθήκη του εδαφίου [2] (για επαρκή τοιχώματα…) και στις δύο κατευθύνσεις.
-Αν το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο (ρmi>ri)
-Αν οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές. Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν η απόσταση του πόλου στροφής των διαφραγμάτων, κατά τις υπόψη ιδιομορφές, από το κέντρο μάζας είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας του διαφράγματος.»

Τέλος, ο **ΕΑΚ** ορίζει: «Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με **οργανισμό πλήρωσης** που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή **μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων** (αφορά περισσότερο κτίρια από σκυρόδεμα). Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (**Pilotis** ή περιπτώσεις μείωσης του συνολικού μήκους των τοιχοπληρώσεων στην εξεταζόμενη διεύθυνση ως προς τον υπερκείμενο όροφο, κατά ποσοστό μεγαλύτερο του **50%.»**
Ο **EC8** δεν αναφέρει, σ' αυτό το σημείο κάτι, σχετικά με το θέμα.

3.3.2. Κανονικότητα σε όψη

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό σε όψη (καθ' ύψος), εάν ικανοποιεί όλα τα παρακάτω 6 (έξι) κριτήρια :

α) Όλα τα δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία, όπως πυρήνες, τοιχώματα και πλαίσια, πρέπει να διατρέχουν **χωρίς να διακόπτονται** όλο το ύψος του κτιρίου, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτιρίου.

β) Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα καθενός ορόφου πρέπει να είναι συνεχής ή να **μειώνονται βαθμιαία**, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση έως την κορυφή του κτιρίου.

*(*Εδώ*,* ο ***ΕΑΚ*** είναι ***πιο πλήρης*** γιατί ποσοτικοποιεί, όπως *θα* παρουσιαστεί στη *συνέχεια, αυτή την* "απότομη μεταβολή*"* που αναφέρει ο EC8*,* χωρίς όμως να δίνει άλλα στοιχεία*)*

γ) Σε πλαισιωτές κατασκευές, ο λόγος της **πραγματικής** αντοχής ενός ορόφου προς την **απαιτούμενη** από την ανάλυση δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα μεταξύ γειτονικών ορόφων.

(Σχετική με αυτό το θέμα είναι και η παράγραφος για **τα πλαίσια με τοιχοπληρώσεις,** βλέπε παρακάτω)

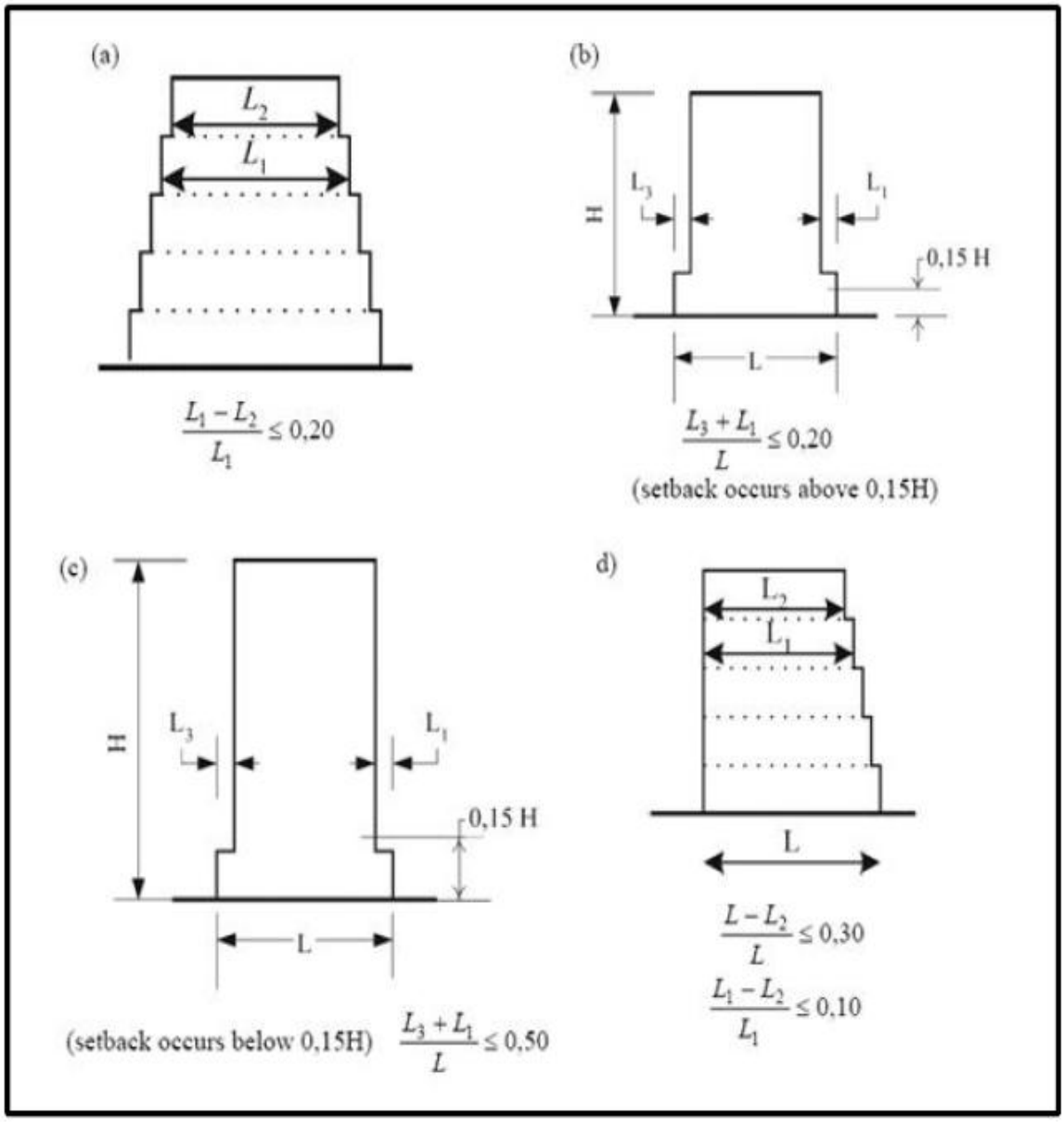
→*Αυτό το σχόλιο ουσιαστικά θίγει το φαινόμενο των υπεραντοχών, με τις δυσμενείς συνέπειές τους, το φαινόμενο του "μαλακού ορόφου", σε κτίρια με pilotis, φαινόμενο πολύ σύνηθες στη χώρα μας.*

δ) Όταν υπάρχουν **εσοχές καθ' ύψος**, ισχύουν οι επόμενοι πρόσθετοι κανόνες:

δ1) Στην περίπτωση επάλληλων εσοχών που διατηρούν την αξονική συμμετρία του κτιρίου, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να ξεπερνάει **το 20%** της διάστασης του προηγούμενου ορόφου, στη διεύθυνση της εσοχής (Εικόνες 34-a και 34-b)

δ2)Για μία εσοχή μόνο,όταν αυτή βρίσκεται στο κατώτερο 15% του συνολικού ύψους του κυρίως δομικού συστήματος, αυτή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το **50%** της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (Εικόνα 34- c). Σ' αυτήν την περίπτωση, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανωτέρων ορόφων θα πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να παραλαμβάνει τουλάχιστον το **75% των τεμνουσών δυνάμεων** που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο **χωρίς** τη διεύρυνση του κάτω μέρους.

δ3) Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών, σε κάθε όψη, δεν πρέπει να ξεπερνάει το **30%** της διάστασης σε κάτοψη του πρώτου ορόφου πάνω από τη θεμελίωση και κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το **10%** της προηγούμενης διάστασης της κάτοψης (Εικόνα 3.2).



Εικόνα 3.2: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές κατά τον EC8

Ο **ΕΑΚ**, σχετικά, αναφέρει:«Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό (καθ' ύψος), όταν η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i=K_i+1-K_i$ της **σχετικής δυσκαμψίας K_i** ενός ορόφου (η οποία υπολογίζεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I/h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου) σε κάθε οριζόντια διεύθυνση και $\Delta m_i=m_i+1-mi$ της μάζας mi ενός ορόφου (εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχούσα απόληξη του κλιμακοστασίου) δεν υπερβαίνει τις τιμές **$0{,}35K_i(m_i)$** (για αύξηση) και **0,50Ki(mi)** (για μείωση, αντίστοιχα).»

Επίσης, σε άλλο σημείο του: (§ 4.1.7.1,β.) «(Προτείνεται) **συνεχής και κανονική κατανομή** της **ακαμψίας** των κατακόρυφων στοιχείων καθώς και των **μαζών** και τον τοιχοπληρώσεων. Σε θέσεις έντονης μεταβολής (ασυνέχειας) της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (π.χ. στη διακοπή σημαντικών τοιχωμάτων σε κάποιο όροφο) πρέπει να εξασφαλίζεται η αναγκαία ανακατανομή της τέμνουσας στα

κατακόρυφα στοιχεία μέσω της διαφραγματικής δράσης της αντίστοιχης πλάκας. Σε περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες, η επάρκεια της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας πρέπει να ελέγχεται, έστω **και με προσεγγιστικές μεθόδους** (σχετική η αντίστοιχη "ποσοτικοποίηση" του EC8-**10%** των μετατοπίσεων). Προτείνεται επίσης η ισόσταθμη και κατά το δυνατόν ομοιογενής θεμελίωση των κατακόρυφων στοιχείων.»

Γενικό σχόλιο-Συμπέρασμα:

Σε αυτό το σημείο όπου θίγεται η κανονικότητα της κατασκευής σε κάτοψη άλλα και καθ' ύψος, μπορούμε να πούμε ότι οι γενικές κατευθύνσεις των δύο Κανονισμών είναι κοινές. Δηλαδή: η εξασφάλιση της **διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών,** η τήρηση όσο το δυνατόν της συμμετρίας στην κάτοψη και η **συνέχεια** των δομικών στοιχείων καθ' ύψος.

Ο EC8 όμως είναι πολύ πιο συγκεκριμένος. Για την ακρίβεια θέτει όρια στη στατική εκκεντρότητα, θέτει ένα κριτήριο (αν και στο επόμενο κεφάλαιο) σύμφωνα με το οποίο ορίζεται αν είναι έγκυρη η υπόθεση του διαφράγματος σαν απαραμόρφωτο στο επίπεδό του (αν και σπάνια στην πράξη συναντώνται μορφές διαφράγματος που δεν είναι, και αυτές τις μορφές, ο ΕΑΚ μας δίνει (έμμεσα απ' αυτήν την άποψη) κριτήρια για να τις αποφεύγουμε (π.χ. όχι λόγος πλευρών > 4, επιμήκεις κατόψεις). Επίσης, είναι πολύ πιο συγκεκριμένος στην κανονικότητα καθ ύψος (εσοχές). Αλλά η, πιο κρίσιμη διαφορά είναι η μείωση στην τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς q κατά 20%** σε περίπτωση μη κανονικότητας καθ' ύψος του κτιρίου, η οποία οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές φασματικής επιτάχυνσης στο φάσμα σχεδιασμού και συνεπώς μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη, σε σχέση με τον ΕΑΚ που **δεν προβλέπει** κάτι ανάλογο στην περίπτωση αυτή. Επίσης σημαντική είναι η εξής διαφορά: ο EC8 θέτει όριο στις εσοχές σε κάτοψη το 5%, ενώ ο ΕΑΚ θέτει όριο στα **κενά** το 35% της συνολικής επιφάνειας του ορόφου. Γενικά, ο EC8 παρουσιάζεται ξανά πιο πλήρης και λεπτομερής από τον ΕΑΚ στο κρίσιμο θέμα της κανονικότητας.

Ωστόσο, με τα (αυξημένα και πιο αυστηρά κριτήρια) που θέτει ο Ευρωκώδικας, συχνά αποκομίζεται η αίσθηση του "μαύρου κουτιού", καθώς δεν αναφέρεται, σε κάποια σημεία-στην επίπτωση που έχουν αυτά τα κριτήρια στην **συνολική συμπεριφορά** της κατασκευής, ώστε να αναπτύσσεται μια σφαιρικότερη στατική αντίληψη για το πώς πρέπει να μορφώνεται μια αντισεισμική κατασκευή (κάτι που ενδεχομένως καταφέρνει καλύτερα ο ΕΑΚ).

Γι' αυτό, προσωπική άποψη αποτελεί το ότι οι Έλληνες μηχανικοί έχουν το προνόμιο να μπορούν να συμβουλεύονται και τον ΕΑΚ σε διάφορα θέματα, ως τον Κανονισμό που εφαρμόζεται για χρόνια σε μια κατ' εξοχήν σεισμογενή χώρα, όπως η Ελλάδα.

3.4 Δομική ανάλυση

3.4.1 Προσομοίωση

Το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να αναπαριστά ικανοποιητικά την κατανομή της ακαμψίας και της μάζας στην κατασκευή, έτσι ώστε όλα τα σημαντικά σχήματα παραμόρφωσης (ιδιομορφές) και αδρανειακές δυνάμεις να λαμβάνονται υπόψη για τη θεωρούμενη σεισμική δράση. Στην περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η κατανομή της αντοχής. Το μοντέλο πρέπει ακόμα να λαμβάνει υπόψη του τη συμβολή των περιοχών των κόμβων στην παραμορφωσιμότητα της κατασκευής καθώς και των μη δομικών στοιχείων.

Επίσης, όταν τα διαφράγματα του κτιρίου λαμβάνονται ως άκαμπτα- στο επίπεδό τους- οι μάζες και οι ροπές αδράνειας κάθε ορόφου μπορούν να θεωρούνται συγκεντρωμένα στο κέντρο μάζας.

Σε κτίρια που είναι κανονικά σε κάτοψη (σύμφωνα με τα προαναφερθέντα) ή που πληρούν τις συνθήκες της παραγράφου 4.5, η ανάλυση μπορεί να γίνεται χρησιμοποιώντας δύο επίπεδα μοντέλα, ένα για κάθε κύρια διεύθυνση.Η παραμορφωσιμότητα των θεμελίων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο ανάλυσης, ενώ οι μάζες προκύπτουν από τα φορτία βαρύτητας του συνδυασμού δράσεων που αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο (§ 3.2.4).

3.4.2 Τυχηματική εκκεντρότητα (Γενικά)

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική διακύμανση της σεισμικής δράσης, το κέντρο μάζας σε κάθε όροφο i θα θεωρείται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση σε κάθε διεύθυνση με μία τυχηματική εκκεντρότητα:

$e_{ai}=\pm 0{,}05 \cdot Li$, όπου:

e_{ai}, η τυχηματική εκκεντρότητα του ορόφου i από την ονομαστική του θέση, εφαρμοζόμενη προς την ίδια κατεύθυνση για όλους τους ορόφους
Li , η διάσταση του ορόφου κάθετα προς τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Στον **ΕΑΚ**, στο Κεφ. 3,§ 3.3.1, αναφέρεται: «Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων, οφειλόμενων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα m_i ή η σεισμική δύναμη F_i κάθε ορόφου, θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα eti του ορόφου i. Η **τυχηματική αυτή εκκεντρότητα eti** λαμβάνεται ίση προς **$0{,}05 \cdot L_i$** , όπου L_i πλάτος του ορόφου, κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.»

Παρατήρηση: Και οι δύο Κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη τις αβεβαιότητες ως προς τη θέση των μαζών-και τη συνεπακόλουθη στρεπτική επιπόνηση που εισάγουν, υπολογίζοντας με τον ίδιο τρόπο την τυχηματική εκκεντρότητα.

3.4.3 Μέθοδοι ανάλυσης

ΕΚ8 : «Εντός του σκοπού του παρόντος κεφαλαίου (Κεφ. 4 του Ευρωκώδικα), τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης και των υπόλοιπων δράσεων που περιέχονται στο σεισμικό συνδυασμό μπορούν να καθορίζονται με βάση τη **γραμμική-ελαστική** συμπεριφορά της κατασκευής.

Η μέθοδος "αναφοράς" για τον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης είναι η δυναμική φασματική μέθοδος (ή Μέθοδος του φάσματος απόκρισης ή Μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών, modal response spectrum analysis), χρησιμοποιώντας γραμμικό-ελαστικό μοντέλο της κατασκευής και το φάσμα σχεδιασμού που προαναφέρθηκε.

Προτείνονται δύο (γραμμικές-ελαστικές) μέθοδοι ανάλυσης:
α) η μέθοδος της πλευρικής δύναμης (απλοποιημένη φασματική μέθοδος ή ισοδύναμη στατική μέθοδος), που είναι εφαρμόσιμη σε κτίρια που πληρούν κάποιες προϋποθέσεις, που θα αναφερθούν παρακάτω, και
β) η δυναμική φασματική μέθοδος, που είναι εφαρμόσιμη σε όλους τους τύπους κτιρίων.

Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και μη γραμμική μέθοδος ανάλυσης:
γ) μη-γραμμική στατική ανάλυση (ανάλυση Push-over)
δ) μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)
Ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, μπορεί να γίνει γραμμική-ελαστική ανάλυση χρησιμοποιώντας δύο επίπεδα μοντέλα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ακόμα κι αν δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες κανονικότητας σε κάτοψη (σύμφωνα με τα παραπάνω),με την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται (όλες) οι παρακάτω τέσσερεις (4) ειδικές συνθήκες:
1) Η κατασκευή έχει καλά κατανεμημένα και σχετικά άκαμπτα χωρίσματα και επικαλύψεις
2) Το ύψος του κτιρίου δεν υπερβαίνει τα **10 m**
3) Η εντός-επιπέδου δυσκαμψία των ορόφων είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων, ώστε να υπάρχει διαφραγματική λειτουργία
4) Τα κέντρα πλευρικής δυσκαμψίας και μάζας βρίσκονται κατά προσέγγιση σε μια κατακόρυφη ευθεία (το καθένα) και, στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις ανάλυσης, ικανοποιούν τις συνθήκες

$r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2$ και $r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2$ όπου,

$[r_x^2 + e_{ox}^2 > I_s^2 \quad r_y^2 + e_{oy}^2 > I_s^2 \Rightarrow$ Στρεπτικά μη-ευαίσθητο (ΕΑΚ)]

rx,y οι ακτίνες δυστρεψίας
Is η ακτίνα αδράνειας και,
eox,y οι στατικές εκκεντρότητες,όπως έχουν αναφερθεί παραπάνω.

Εάν μόνο η συνθήκη 4) δεν ικανοποιείται, **μπορεί** και πάλι να γίνεται γραμμική-ελαστική ανάλυση με **δύο επίπεδα μοντέλα,** αλλά, σ' αυτήν την περίπτωση, τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση θα πολλαπλασιάζονται με **1,25.**

Αν δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες για κανονικότητα σε κάτοψη, και επιπλέον δεν ικανοποιούνται οι ανωτέρω συνθήκες (τουλάχιστον οι 3εις πρώτες), τότε εφαρμόζεται κανονικά **χωρικό** μοντέλο για την ανάλυση».

Ο ΕΑΚ (στην παρ. 3.1.2 "Μέθοδοι υπολογισμού") αναφέρει :
«Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:
α) Δυναμική φασματική μέθοδος
β) Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος)»
Επίσης: «Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή **μη γραμμική ανάλυση** με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή **πρόσθετων ελέγχων** και προς την **πλευρά της ασφάλειας»**
Αναφέρεται επίσης, ότι «χρησιμοποιείται γενικά χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής» (όπως προαναφέρθηκε), ενώ «η χρήση **επιπέδου** προσομοιώματος **επιτρέπεται**, έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του».(χωρίς να δίνονται εντούτοις άλλες λεπτομέρειες)

Παρατήρηση: Όπως προκύπτει από τα παραπάνω, ο ΕC8 θέτει πιο σαφείς συνθήκες και προϋποθέσεις για την εφαρμογή **επιπέδου προσομοιώματος**, σε σχέση με τον ΕΑΚ, ο οποίος δεν διευκρινίζει πότε ακριβώς επιτρέπεται η χρήση του. Και εδώ άρα, ο ΕC8 αποδεικνύεται πιο λεπτομερής.

Επίσης, πρέπει να αναφερθεί ότι ο ΕΑΚ προβλέπει την εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων υπολογισμού μόνο ως "πρόσθετους" ελέγχους, ενώ ο ΕC8 δηλώνει ότι αυτές οι μέθοδοι μπορούν να **υποκαθιστούν** τις γραμμικές. (΄ σ' αυτό το σημείο, πρέπει να αναφερθεί ότι, ειδικά για την Ελλάδα, έχουν προβληθεί **σημαντικές αντιρρήσεις** από Έλληνες μηχανικούς για το αν η στατική μη-γραμμική ανάλυση **(pushover**) μπορεί να εφαρμόζεται ως η **κύρια μέθοδος ανάλυσης)**

3.4.3.1 Μέθοδος της πλευρικής δύναμης (Απλοποιημένη φασματική μέθοδος)

EC8 : «Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια, των οποίων η απόκριση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τη συνεισφορά ιδιοπεριόδων υψηλότερων (σε αύξουσα σειρά) από τη θεμελιώδη, για κάθε κύρια διεύθυνση. Αυτό θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν ισχύουν και δύο ακόλουθες συνθήκες:
α)Έχουν θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους T1 στις δύο κύριες διευθύνσεις, που ικανοποιούν:

$$T_c \le \begin{Bmatrix} 4 \cdot T_c \\ 2.0 \quad s \end{Bmatrix},$$

όπου Tc,εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους.(πίνακες 3.3 και 3.4) [Τυπική τιμή για Tc=0.40 s (εδ.κατηγορία Α,φάσμα type 1)→4Tc=1.60 sec]
β) Ικανοποιούν τις συνθήκες κανονικότητας καθ'ύψος».

Ο **ΕΑΚ** σχετικά αναφέρει (παρ. 3.5.1 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος-Γενικά-Πεδίο εφαρμογής):
«Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος –η οποία προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο **με προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής** ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού- εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:
-Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους
-Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε ζώνες οποιασδήποτε σεισμικής επικινδυνότητας και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ και ΙΙΙ.»
(Η κανονικότητα, όπως την όρισε ο ΕΑΚ)

Παρατήρηση: Στον EC8 προτείνονται όρια της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου Τ1 του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις, για την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου [το όριο αυτό εξαρτάται βασικά απ' την **κατηγορία εδάφους** και τον **τύπο φάσματος** που χρησιμοποιείται (περίοδος ΤC)], ενώ ο ΕΑΚ θέτει περιορισμούς για το ύψος των κτιρίων-κανονικών ή μη κανονικών-με βάση τη σπουδαιότητά τους και τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας όπου ανήκουν. Η **κανονικότητα** των κτιρίων αποτελεί **κοινή προϋπόθεση** των δύο Κανονισμών.(όπως βέβαια την ορίζει ο καθένας, αλλά - ξαναναφέρεται εδώ ότι- οι βασικές αρχές είναι οι ίδιες.)

Τέμνουσα βάσης

EC8 : «Η τέμνουσα βάσης, για κάθε κύρια διεύθυνση, υπολογίζεται ως:

$F_b=S_d(T1)\cdot m\cdot \lambda$,όπου,

Sd(T1) , η "τεταγμένη" του φάσματος σχεδιασμού για περίοδο T1
T1 , η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου, για πλευρική κίνηση, στη διεύθυνση ανάλυσης
m , η συνολική μάζα του κτιρίου (σύμφωνα με το συνδυασμό G+0,3Q)
λ , συντελεστής διόρθωσης , με τιμές :λ=0,85 εάν T1≤2 TC και το κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους, λ=1,0 αντίθετα.

Παρατήρηση: Αυτός ο συντελεστής εισάγεται για να λάβει υπόψη του το γεγονός ότι σε κτίρια που έχουν πάνω από 3 ορόφους και μεταφορικούς β.ε. ,η δρώσα μάζα της πρώτης (θεμελιώδους) ιδιομορφής είναι μικρότερη, κατά μ.ό. κατά 15% από τη συνολική μάζα.

Για τον προσδιορισμό της **περιόδου T1** μπορούν να χρησιμοποιούνται σχέσεις της Δυναμικής των Κατασκευών (π.χ. μέθοδος Rayleigh)»

Πιο συγκεκριμένα, ο Κανονισμός προτείνει δύο μεθόδους:
α)Για κτίρια ύψους ως 40m,η (θεμελιώδης) ιδιοπερίοδος T1 μπορεί να υπολογίζεται προσεγγιστικά από τη σχέση:

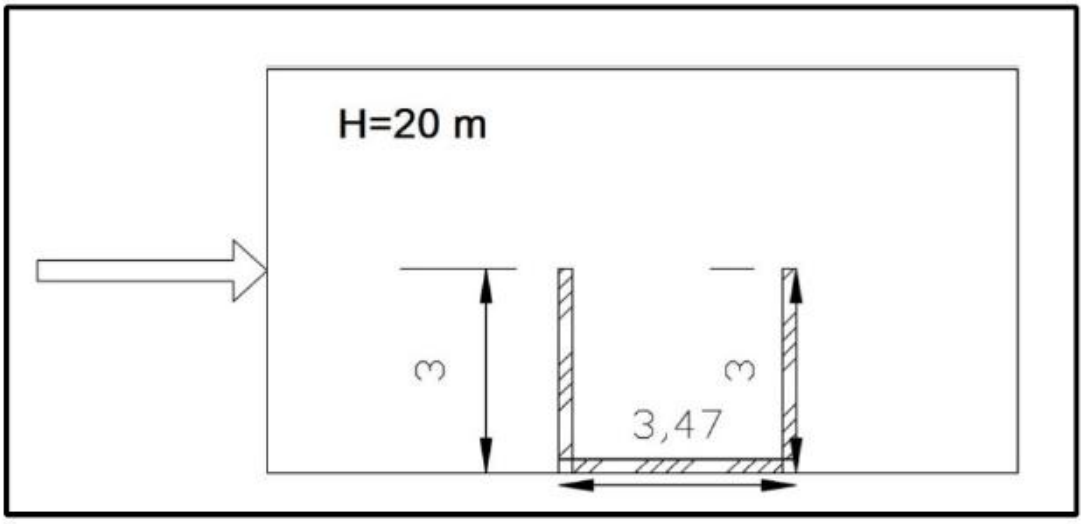
$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$ όπου,

Ct(≤0.085) σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής:0.085 για μεταλλικά πλαίσια, 0.075 για πλαίσια σκυροδέματος και μεταλλικά πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας , 0.050 για όλες τις άλλες κατασκευές.
Η,το ύψος του κτιρίου.
Εναλλακτικά για κατασκευές με διατμητικούς τοίχους,μπορεί να παίρνεται ως:

$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$ όπου,

$$A_c(m^2) = \sum [A_i \cdot (0.2 + \left(\frac{L_{wi}}{H} \right))^2]$$

η συνολική δρώσα επιφάνεια τω διατμητικών τοίχων,στον πρώτο όροφο του κτιρίου
Ai (m2),η δρώσα επιφάνεια της διατομής του διατμητικού τοίχου ι,στον πρώτο όροφο του κτιρίου
Lwi(m) το μήκος (διάσταση) του διατμητικού τοίχου i,στον πρώτο όροφο του κτιρίου,στην διευθυνση κάθετα στις ασκούμενες δυνάμεις (διευθυνση του σεισμού).Ισχύει ο περιορισμός $w_i / H \le 0.9$



Εικόνα 3.3: Τυπική Κάτοψη

Τοίχος : $A_i = 3,0 \cdot 0,2 = 0,6m^2$

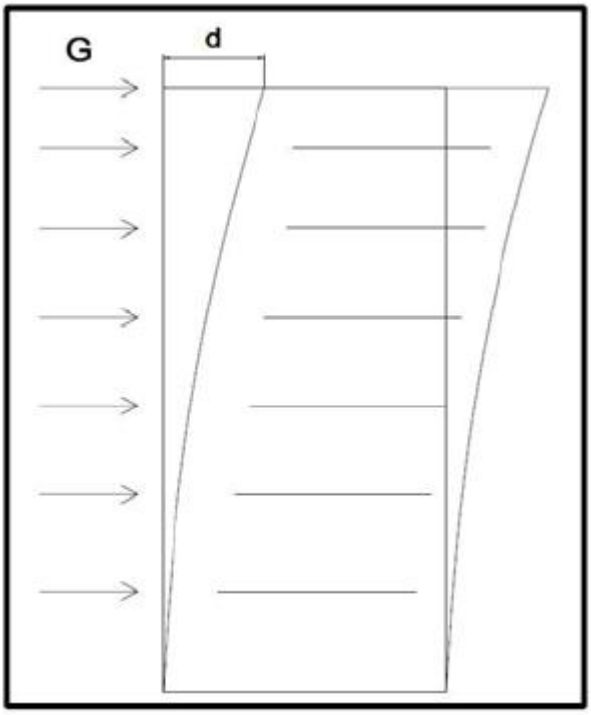
$A_c = A_1(O,2+0,2/20)^2 + A_2(0,2+3,0/20)^2 + A_3(0,2+0,2/20)^2 =$

$(0,0441+0,1225+0.0441)\cdot 0,6 = 0.12642m^2$

β) Εναλλακτικά, η εκτίμηση της ιδιοπεριόδου Τ1 μπορεί να γίνεται απ' τη σχέση:

$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$ **,** όπου,

d , η πλευρική ελαστική **μετατόπιση της κορυφής του κτιρίου** (m),
οφειλόμενη στα **φορτία βαρύτητας** εφαρμοζόμενα στην οριζόντια διεύθυνση.



Εικόνα 3.4: Μετατόπιση στην κορυφή του κτιρίου λόγο φορτίων βαρύτητας

Αντίστοιχα, ο **ΕΑΚ** ορίζει:
«Η τέμνουσα βάσης θα υπολογίζεται απ' τη σχέση ;

$V_0 = M \cdot \Phi_d(T)$

M , η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής
$\Phi_d(T)$, η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού
T η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης, κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής.» (χωρίς να δίνονται, ωστόσο, περισσότερες λεπτομέρειες)
Προτείνεται, πάντως, ο ακόλουθος κανόνας: *«Σε ορθογωνική κάτοψη, επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω **εμπειρικού** τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:*

$$T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + p \cdot L}}$$

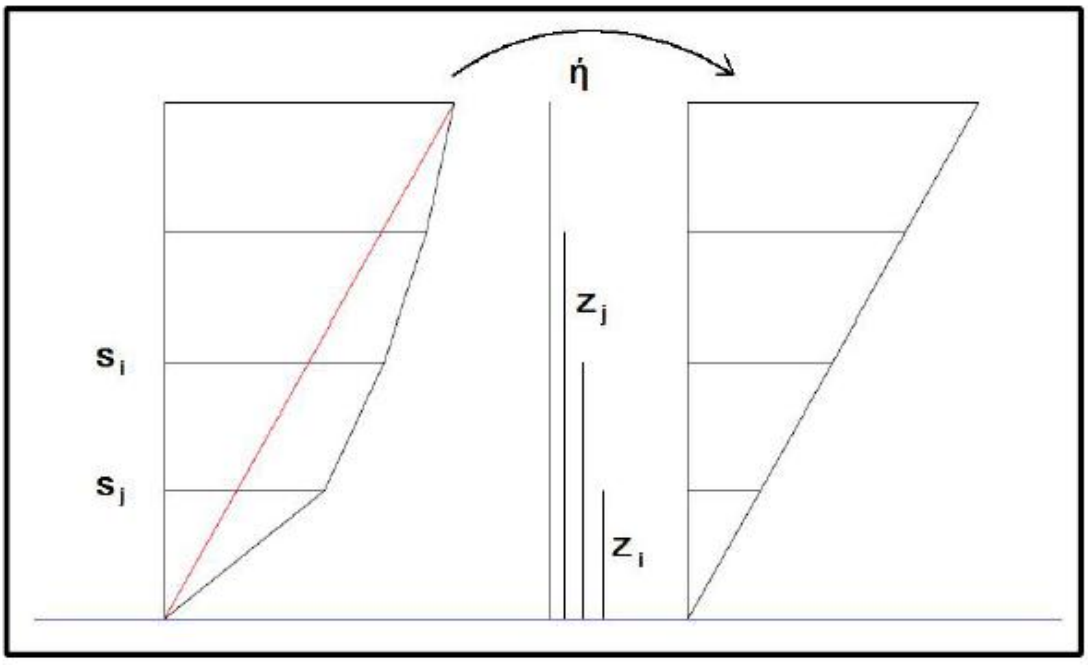
Όπου,
H το ύψος του κτιρίου
L το μήκος του κτιρίου,κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού
p ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης,προς τη συνολική επιφάνεια (διατομών) τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

Παρατήρηση: Στον τύπο υπολογισμού της τέμνουσας βάσης, ο EC8 είναι πιο λεπτομερής, εισάγοντας το **μειωτικό συντελεστή λ**, ο οποίος, υπό συνθήκες, ελαττώνει την τέμνουσα βάσης έως και 15%, κάτι που δε λαμβάνεται υπόψη στον ΕΑΚ. Συνεπώς, θα μπορούσαμε να πούμε ότι ο ΕΑΚ, σ' αυτό το σημείο είναι πιο συντηρητικός. Αλλά, εάν ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι το **φάσμα σχεδιασμού** του

ΕC8 είναι **σχεδόν πάντα δυσμενέστερο** από αυτό του ΕΑΚ, η –υπό συνθήκες- μείωση αυτή δίνει περίπου ίδια τιμή της τέμνουσας βάσης. Επίσης, διαφέρουν οι μέθοδοι που προτείνονται για τον (χονδρικό) υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Συγκεκριμένα, ο τύπος που προτείνει ο ΕΑΚ εφαρμόζεται μόνο σε κτίρια από **σκυρόδεμα** και επιπλέον, πρέπει αυτά να είναι ορθογωνικής κάτοψης, ενώ ο αντίστοιχος του ΕC8 έχει πιο ευρεία εφαρμογή.Επίσης, το γεγονός ότι ο ΕΑΚ παραλείπει να διευκρινίσει σε τι ακριβώς αντιστοιχούν οι μάζες που λαμβάνει υπόψη του σε αυτόν τον υπολογισμό (σε αντίθεση με τον ΕC8, που λέει ότι η συνολική αυτή μάζα αντιστοιχεί στον **συνδυασμό G+0,3Q**) αποτελεί ένα σοβαρό μειονέκτημα.
Εν γένει, πάντως, εκτός από αυτά, δεν υπάρχει κάποια άλλη διαφορά των Κανονισμών, σε αυτό το σημείο. Αξίζει να ειπωθεί, πάντως, ότι όλα αυτά **μάλλον μικρή σημασία έχουν**, αφού η απλοποιημένη φασματική μέθοδος (πόσο μάλλον το επίπεδο προσομοίωμα, που αναφέρθηκε προηγουμένως) σπάνια χρησιμοποιείται στον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας σύγχρονης κατασκευής, αν αναλογιστούμε και το πολύ προχωρημένο επίπεδο, στο οποίο έχουν φτάσει οι σύγχρονοι Η/Υ.

<u>Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων</u>

EC8 : «Οι θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτιρίου μπορούν να υπολογίζονται με (αναγνωρισμένες) μεθόδους της Δυναμικής των Κατασκευών ή μπορούν να **προσεγγίζονται** με οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνουν **γραμμικά** με το ύψος του κτιρίου (‘‘τριγωνική κατανομή’’). Δηλ.:



Εικόνα 3.5: 1η ιδιομορφή και προσεγγιστική, τριγωνική κατανομή

Στην πρώτη περίπτωση θα είναι :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$ όπου:

F_i η οριζόντια δύναμη στον όροφο ι
F_b η τέμνουσα βάσης όπως αναφέρθηκε
S_i,S_j οι μετακινήσεις των μαζών m_i,m_j στη θεμελιώδη($1^η$) ιδιομορφή.
M_i,m_j οι μάζες των ορόφων υπολογιζόμενες από τον συνδιασμό G+0.3Q.
Στην δεύτερη περίπτωση(τριγωνική κατανομή),οι οριζόντιες δυνάμεις θα παίρνονται ως:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i . m_i}{\sum z_j . m_j}$$ όπου,

Zi,zj τα ύψη των μαζών από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης.
Οι οριζόντιες δυνάμεις Fi θα διανέμονται στα στοιχεία που αντιστέκονται στη σεισμική δράση υποθέτοντας διαφραγματική λειτουργία των πλακών.»
Αντίστοιχα ο ΕΑΚ ορίζει: «η καθ'ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίν γίνεται συμφωνα με την σχέση:

$$F_i = \left(V_0 - V_H\right) \cdot \frac{\phi_t . m_i}{\sum z_j . m_j}$$ i,j=1,2,…,N (στάθμες) όπου,

m_i η συγκεντρωμένη μάζα στην στάθμη i
φ_i η συνιστώσα στη στάθμη I της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου,η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της μηχανικής $V_H = 0,07 \cdot T \cdot V_0 (\le 0.25 \cdot V_0)$ προσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν $T \ge 1.0$ sec
N ο αριθμός των ορόφων.

Σε κανονικά κτίρια,επιτρέπεται η καθ'υψος κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_0 \cdot V_H) \cdot \frac{z_i \cdot mi}{\sum z_j \cdot m_j}$$ για i,j=1,2,…,N όπου,

z_i,z_j η απόσταση της στάθμης I από την βάση» (δηλαδή τριγωνική κατανομή.)

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την παραπ'ανω σχέση,επιτρέπεται να γίνεται και στις παρακάτω περιπτώσεις:
Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1,Σ2,Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.
Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1,Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II.
Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1,Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I.

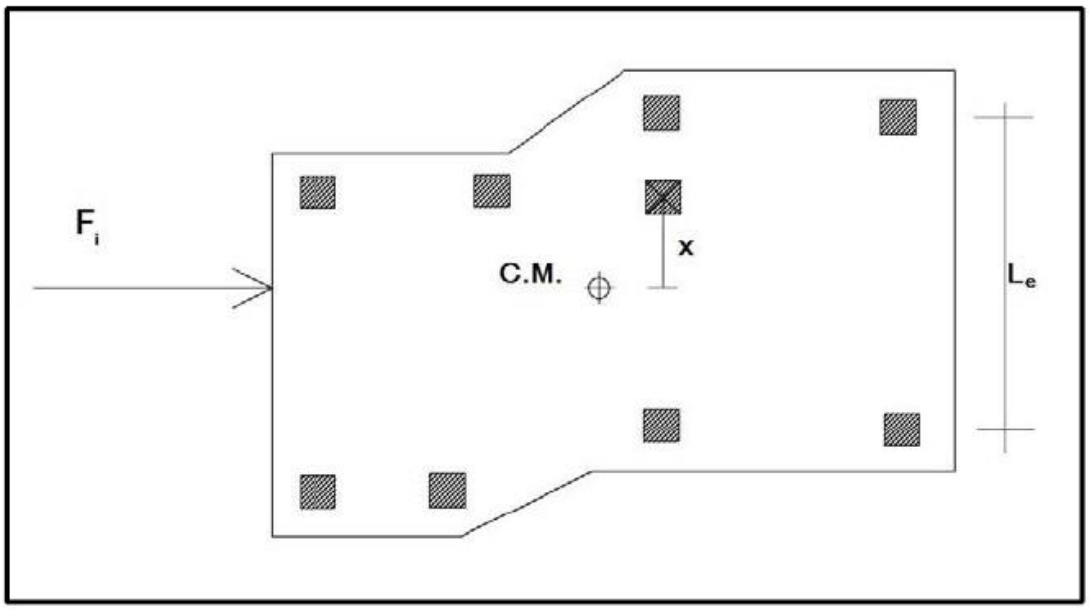
Παρατήρηση:δηλαδή οι δύο κανονισμοί προτείνουν την ίδια κατανομή οριζόντιων δυνάμεων γι'αυτήν τη μέθοδο.Μόνη διαφορά είναι ότι ο ΕΑΚ εισάγει το μέγεθος V_H που απομειώνει την τέμνουσα βάσης για T≥1,0 sec καθιστώντας-εν δυνάμει-πιο συντηρητικό τον EC8.Αν συνυπολογίσουμε και το δυσμενέστερο φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκωδικα,είναι ικανός να παράγει-υπό προϋποθέσεις-πολύ δυσμενέστερες τέμνουσες βάσης.Πάντως,η εισαγωγή του μεγέθους V_H στον ΕΑΚ,δεν έχει πολύ μεγάλη επιρροή.
Π.χ. :για T=1,0sec→V_H=O,O78V_0 (KN)
Για T=0,25/0,07=3,57 sec (υπερβολικά μεγέλη ιδιοπερίοδος).
$V_H = 0.07 \cdot \left(0.25/0.07\right) \cdot V_0 = 0.25 \cdot V_0$,δηλαδή για T=1,0:2,0 sec (πολύ σπάνια συναντάται T›2 sec),είναι $V_H = 7 \div 14\%$ της αρχικής V_0)
Άρα, η σημαντικότερη διαφορά είναι το φάσμα σχεδιασμού.

<u>Στρεπτική επιπόνηση</u> (για την Απλοποιημένη Μέθοδο)

EC8:«Εάν η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα είναι συμμετρικά κατανεμημένες σε κάτοψη και αν η τυχηματική εκκεντρότητα($e_{ai} = 0.05 \cdot L_i$ στη γενική περίπτωση) δε λαμβάνεται υπόψη με έναν πιο ακριβή τρόπο (όπως για παράδειγμα για τις στρεπτικές επιπονήσεις της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου,που θα αναφέρουμε στη συνέχεια-εφαρμόζοντας στρεπτικά ζεύγη ομόσημων ροπών) η επιρροή τέτοιων τυχηματικών στρεπτικών φαινομένων μπορεί να λαμβάνεται υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα (τελικά)εντατικά μεγέθη που ασκούνται σε κάθε στοιχείο,και προκύπτουν από την εφαρμογή των δυνάμεων της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου, με έναν παράγοντα δ,όπου:

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e}$$ όπου,

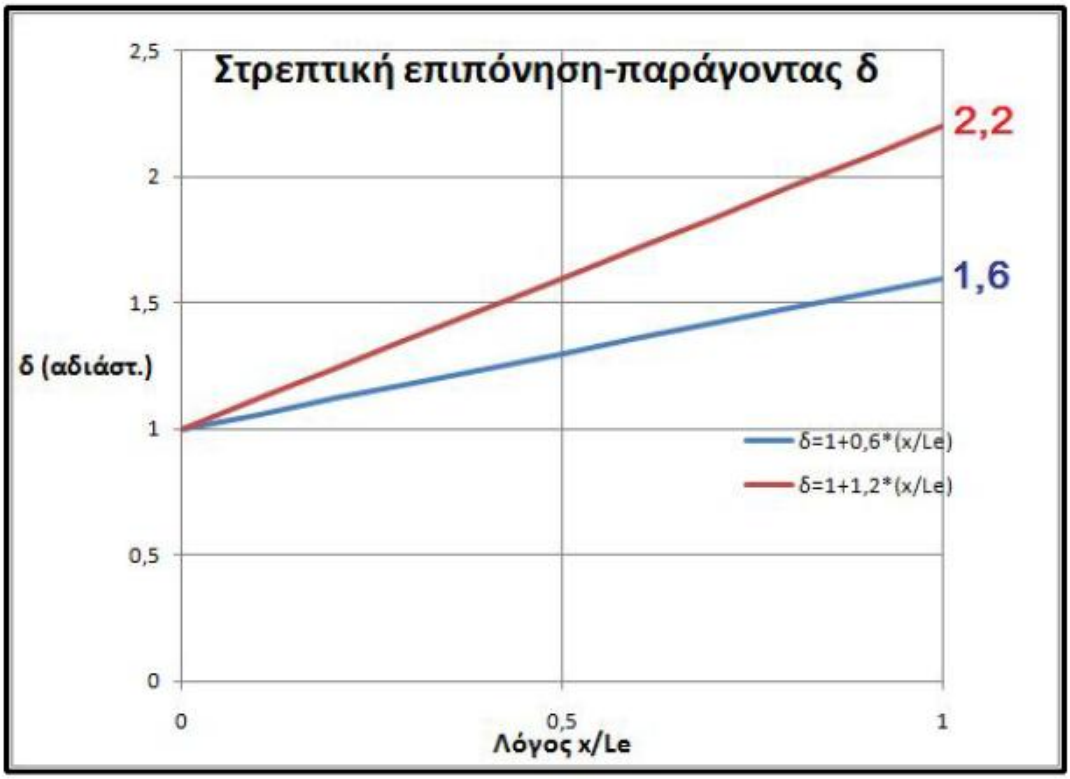
χ, η απόσταση του υπόψη στοιχείου από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη,μετρούμενη κάθετα στην υπόψη σεισμική δράση.



Εικόνα 3.6: Μεγέθη για τον υπολογισμό του συντελεστή δ

Εάν η ανάλυση γίνεται **με δύο επίπεδα μοντέλα,** ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, οι στρεπτικές επιπονήσεις μπορούν να λαμβάνονται υπόψη **διπλασιάζοντας** την τυχηματική εκκεντρότητα eai και εφαρμόζοντας τον παραπάνω κανόνα με το συντελεστή **0,6** αυξημένο σε **1,2**.»

Η μεταβολή του συντελεστή αυτού, για μεταβολή του λόγου $x / L_e \in [0,1]$,φαίνεται στο σχήμα:



Εικόνα 3.7: Παράγοντας δ

Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ:** «Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις Fi εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας Mi με τις παρακάτω **εκκεντρότητες σχεδιασμού** ως προς τον (πραγματικό ή πλασματικό) ελαστικό άξονα του κτιρίου:
max $e_i = ef_i + et_i$ (x και y)
min $e_i = er_i - et_i$ (x και y)
όπου,et_i η τυχηματική εκκεντρότητα(=0,05*Li) και ef_i ,er_i οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

Ως **πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας**, ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας, που διέρχεται από τον πόλο στροφής Ρο του πλησιέστερου προς τη στάθμη $\mathbf{z_o=0,8\cdot H}$ διαφράγματος (i_o) για στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $\mathbf{M_{zi}=+c\cdot F_i}$,όπου Η το ύψος του κτιρίου και c αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων F_i (π.χ.c=1).
Σε κτίρια <u>χωρίς στρεπτική ευαισθησία</u> ,αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίνονται από τις προσεγγιστικές σχέσεις:

$e_{fi} = 1,5 \cdot e_{oi}$, $e_{ri} = 0,5 \cdot e_{oi}$, όπου eoi η στατική εκκεντρότητα του ορόφου i κάθετα προς τη θεωρούμενη διεύθυνση. (δηλ. αντίστοιχα x ή y)

Εάν το κτίριο είναι <u>στρεπτικά ευαίσθητο</u>, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες υπολογίζονται με πιο ακριβή τρόπο(Παράρτημα ΣΤ' του ΕΑΚ) ή χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική μέθοδος.
→ **Στρεπτικά ευαίσθητο** θεωρείται ένα κτίριο, όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση (x ή y), η ακτίνα δυστρεψίας ρmi ως προς το κέντρο μάζας Mi του διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας ri του διαφράγματος ($\rho m_i \le r_i$).Οι **ακτίνες δυστρεψίας ως προς το κέντρο μάζας** κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y του κτιρίου, δίνονται από τις σχέσεις:

$$p_{mx,i} = \sqrt{p_x^{\,2} + e_{ox,i}^{\,2}}$$

$$p_{my,i} = \sqrt{p_y^{\,2} + e_{oy,i}^{\,2}}$$

Όπου,
$e_{ox,i}$ και $e_{oy,i}$,οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις χ και υ των κυρίων αξόνων και,
p_x και p_y ,οι αντιστοιχες ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα,που δίνονται από τις σχέσεις:

$$p_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}} \quad , \quad p_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\theta_z}}$$ όπου,

u_x ,u_y μετατοπίσεις του σημείου P_0 για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις χ,y αντίστοιχα
Θ_z γωνία στροφής στο διάφραγμα I_0 για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \cdot F_i$ (c αυθαίρετο π.χ c=1)»

Παρατήρηση: Για την αντιμετώπιση τυχαίων στρεπτικών επιπονήσεων, χρησιμοποιείται και από τους δύο Κανονισμούς η έννοια της **τυχηματικής εκκεντρότητας.** Ο ΕC8 εισάγει το συντελεστή $\delta \geq 1,0$,με τον οποίο πολλαπλασιάζονται όλα τα εντατικά μεγέθη, ενώ ο ΕΑΚ εισάγει την έννοια της "στρεπτικής ευαισθησίας" που επηρεάζει την πορεία των υπολογισμών, και τελικά προτείνει δύο εκκεντρότητες σχεδιασμού(max_{ei} και min_{ei}), βάσει των οποίων εφαρμόζονται οι σεισμικές δυνάμεις εκατέρωθεν του κέντρου μάζας. Άρα, οι δύο Κανονισμοί χειρίζονται διαφορετικά τις τυχηματικές στρεπτικές επιπονήσεις.

Συνόψιση- Γενικά:

Η αντιμετώπιση της κανονικότητας από τους δύο Κανονισμούς, ενώ διέπεται απ' τις ίδιες βασικές αρχές, είναι διαφορετική. Κατ' αρχήν, στον ΕΑΚ δε γίνεται-ευθέως-διάκριση μεταξύ οριζόντιας και κατακόρυφης κανονικότητας. Η συγγένεια μεταξύ των δύο Κανονισμών ,πάντως, είναι πιο μεγάλη, όσον αφορά την καθ' ύψος κανονικότητα. Οι-κατά βάση-γεωμετρικοί περιορισμοί που βάζει ο ΕC8 μπορεί να θεωρηθεί ότι καλύπτουν έμμεσα και τους περιορισμούς (στη σχέση μεταξύ) **μάζας** και **δυσκαμψίας** του ΕΑΚ (αφού από τη γεωμετρία του κτιρίου συνήθως, καθορίζεται, σε μεγάλο ποσοστό η μάζα και η δυσκαμψία του). Επίσης, στον ΕΑΚ δεν δηλώνεται ξεκάθαρα-όπως στον ΕC8-ότι, «όταν το κτίριο έχει κανονικότητα σε κάτοψη, η ανάλυση μπορεί να γίνεται με δύο επίπεδα μοντέλα, ενώ όταν το κτίριο έχει κανονικότητα σε ύψος μπορεί να αναλύεται με την Απλοποιημένη Φασματική μέθοδο.» Η προϋπόθεση που θέτει ο ΕΑΚ όμως (ΔK_i ,$\Delta m_i \leq 0,35K_i(m_i)$ και $0,50K_i(m_i)$), για την εφαρμογή της μεθόδου, μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ίδια με αυτήν του ΕC8.Όμως ,ο χειρισμός της οριζόντιας (σε κάτοψη) κανονικότητας είναι εντελώς διαφορετικός ,αν και οι βασικές αρχές της συμπεριφοράς που πρέπει να έχει ένα κτίριο είναι κοινές. Συγκεκριμένα, οι διατάξεις του ΕC8 που αφορούν τη **«γεωμετρική»** διαμόρφωση της κάτοψης(λόγος μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση ορόφου) καλύπτονται επίσης απ' την κανονικότητα σε κάτοψη του ΕΑΚ. Οι διατάξεις όμως, που αφορούν τα όρια για την «ακτίνα δυστρεψίας» "θυμίζουν" τον ορισμό της **«στρεπτική ευαισθησίας»** του ΕΑΚ . Όταν αυτά δεν ικανοποιούνται, στον μεν ΕC8 χρειάζεται χωρικό μοντέλο για την ανάλυση, ενώ όταν αυτά δεν ικανοποιούνται στον ΕΑΚ (δηλ. στρεπτική ευαισθησία) [→άρα οι έννοιες "κανονικότητα σε κάτοψη" του ΕC8 και "στρεπτική ευαισθησία" του ΕΑΚ είναι παραπλήσιες. Αφορούν και οι δύο τη σχέση ακτίνας δυστρεψίας και ακτίνας αδράνειας του (τυπικού) διαφράγματος] απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των ισοδύναμων στατικών εκκεντροτήτων είτε εφαρμογή Δυναμικής Φασματικής μεθόδου, δηλ. μεγαλύτερη **"ακρίβεια**", υπό την ευρεία έννοια, απλώς αυτή εκφράζεται στους δύο Κανονισμούς με διαφορετικό τρόπο. Τέλος, η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων αποτελεί κοινή απαίτηση των δύο Κανονισμών.

Συνοψίζοντας, οι **βασικές αρχές** που διέπουν το **θεμελιώδη σχεδιασμό** (=conceptual design) μιας κατασκευής είναι **κοινές,** απλά αυτές, στους δύο Κανονισμούς, εκφράζονται διαφορετικά (κανονικότητα, στρεπτική ευαισθησία κλπ.) και έχουν διαφορετική επιρροή-διαδικαστικού χαρακτήρα όμως-στη μέθοδο που χρησιμοποιείται και στην πορεία των υπολογισμών.

3.4.3.2 Δυναμική φασματική μέθοδος

Γενικά

EC8: "Αυτή η μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου πλευρικής δύναμης(=Απλοποιημένη Φασματική μέθοδος)."Ενώ, σε άλλο σημείο του (Προσδιορισμός των Μεθόδων ανάλυσης) αναφέρεται χαρακτηριστικά: "Η **μέθοδος "αναφοράς"** για τον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης είναι η Δυναμική Φασματική Μέθοδος"

Στον **ΕΑΚ** αναφέρεται χαρακτηριστικά: *«Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται **χωρίς περιορισμούς** σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών.»*

Και στις δύο περιπτώσεις χρησιμοποιείται το Φάσμα Σχεδιασμού.

Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

EC8:«Θα λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν σημαντικά στη συνολική απόκριση του κτιρίου.Αυτό ικανοποιείται όταν συμβαίνει **ένα από τα δύο:**

-Το σύνολο των δρώσων ιδιομορφικών μαζών είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

-Όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας λαμβάνονται υπόψη.

(Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα,οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ικονοποιούνται σε κάθε διεύθυνση.)

Σε κτίρια όπου οι παραπάνω συνθήκες δεν ικανοποιούνται (π.χ σε κτίρια με σημαντική συνεισφορά από στρεπτικές ιδιομορφές),ο ελάχιστος αριθμός k των ιδιομορφών που θα λαμβάνονται υπόψη πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$ και $Tk \leq 0.20s$

Όπου,
k ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη
n ο αριθμός των ορόφων (πάνω από τη θεμελίωση)
Tk η ιδιοπερίοδος της ιδιομορφής k»

ΕΑΚ: «για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο **90%** της συνολικής μάζας Μ του συστήματος.

«Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο Τ=0,03 s, τότε η **συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών** λαμβάνεται υπόψη **προσεγγιστικά,** πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $\mathbf{M/\Sigma M_i}$ (συνολική μάζα του συστήματος/άθροισμα ιδιομορφικών μαζών).

«Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο Τ≥0.20 sec λαμβάνονται πάντα υπόψη.

Παρατήρηση: Παρατηρούμε δηλαδή, ότι το κριτήριο που θέτουν ο δύο Κανονισμοί για τον ελάχιστο αριθμό των ιδιομορφών που θα ληφθούν υπόψη είναι **ουσιαστικά το ίδιο.** Υπάρχουν, ωστόσο, κάποιες μικρές **διαφορές:**

α) **Ο EC8** θέτει επιπλέον έναν δεύτερο **εναλλακτικό** κανόνα για τον ελάχιστο αριθμό των ιδιομορφών: «Όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του **5%** της συνολικής μάζας της κατασκευής λαμβάνονται υπόψη». Όπως αναφέρεται στην εργασία με τίτλο «Σημειώσεις : Ευρωπαϊκό Πρότυπο ΕΝ 1998-1:2004 (Ευρωκώδικας 8-Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 : Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια)» των Φαρδής, Κόλιας, Παναγιωτάκος, Κανιτάκη (βιβλιογραφία {1}),αυτός ο κανόνας **δεν είναι ιδιαίτερα πρακτικός.**

β) Το πρώτο «κομμάτι» του τρίτου κανόνα που λέει ότι : «Σε κτίρια όπου οι παραπάνω συνθήκες **δεν ικανοποιούνται**, **ο ελάχιστος αριθμός k** των ιδιομορφών πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:**$k \geq 3*\sqrt{n}$** και **$T_k \geq 0{,}20$ s»** συστήνεται για πρώτη φορά, ενώ το δεύτερο «κομμάτι» [στο οποίο η ανισότητα, όπως υπάρχει στον Ευρωκώδικα, είναι $T_k \leq 0{,}20$s, το οποίο προφανώς είναι τυπογραφικό λάθος(!)] είναι παρόμοιο με τον αντίστοιχο κανόνα του ΕΑΚ.

γ) Ο κανόνας του ΕΑΚ για το «έλλειμμα δρώσας μάζας» και τον τρόπο που αυτό μπορεί να αντιμετωπίζεται ,μέσω «πολλαπλασιασμού των **τελικών** τιμών των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα **$M/\Sigma M_i$**» δεν υπάρχει στον EC8, καθώς υπό μία έννοια αντικαθίσταται από τον παραπάνω «τρίτο» κανόνα.

Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

EC8:«Δύο ιδιομορφές,με περιόδους T_i και T_j,θεωρούνται ασυσχέτιστες,όταν (με $T_j \leq T_i$):

$$T_j \leq 0.9*T_i \rightarrow \frac{T_i}{T_j} \geq \frac{1}{0.9} \cong 1.11$$

ΕΑΚ:«…όταν : $\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta$ με ($T_j \leq T_i$)

όπου ζ(%) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης.»

Παράδειγμα:Για ζ=5% (οπλισμένο σκυρόδεμα),το όριο κατά EC8 είναι

$\frac{T_i}{T_j} \geq 1.11$,ενώ κατά τον ΕΑΚ $\frac{T_i}{T_j} \geq 1.5$ δηλαδή λιγότερο αυστηρός ο EC8 σε σχέση με τον ΕΑΚ(κατά (1.5-1.11)/1.11=35.14%)

Για ζ=3%(μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις και συγκολλήσεις),το όριο κατά EC8 είναι επίσης $\frac{T_i}{T_j} \geq 1.11$,ενώ κατά τον ΕΑΚ $\frac{T_i}{T_j} \geq 1.3$.→Επίσης λιγότερο αυστηρός ο EC8 από τον ΕΑΚ (όμως κατά (1.3-1,11)/1.11=17.12%).

EC8:«Όταν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες,η μέγιστη τιμή ενός μεγέθους απόκρισης E_E θα λαμβάνεται ως: $E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$,όπου:

E_E το υπόψη μέγεθος απόκρισης (δύναμη,μετατόπιση κλπ.)

E_{Ei} η τιμή του ίδιου μεγέθους απόκρισης λόγω της ιδιομορφής I (ιδιομορφική τιμή)»

(→Πρόκειται για τον κανόνα SRSS (=Square Root of the Sum of the Squares=τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων,αλλά ο EC8 δεν το αναφέρει.) Και συνεχίζει:«Αν οι ιδιομορφές προκύπτουν συσχετιζόμενες,θα χρησιμοποιούνται πιο ακριβείς μέθοδοι για τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων,όπως η μέθοδος CQC(=Complete Quadratic Combination,=Πλήρης τετραγωνική επαλληλία)»(→Δεν δίνει όμως άλλες λεπτομέρειες).
ΕΑΚ:«Αν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες, η πιθανή ακραία τιμή exA τυχαίου μεγέθους απόκρισης Α θα δίνεται από τη σχέση:

$$exA = \pm\sqrt{\sum_i A_i^2}$$

δηλαδή,επίσης ο κανόνας SRSS.
Αν οι ιδιομορφές δεν είναι ασυσχέτιστες,αναφέρεται:
«Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης,οι αντίστοιχες πιθανές ακραίες τιμές exA,δίνονται από τη σχέση:

$$exA = \sqrt{\sum_i \sum_j \left(\varepsilon_{ij} \cdot A_i \cdot A_j\right)}$$

Όπου A_i οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους Α και:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+r)\cdot r^{\frac{3}{2}}}{10^4\cdot(1-r)^2 + 4\zeta^2\cdot r\left(1+r\right)^2}$$

ο συντελεστής συσχέτισης των δύο ιδιομορφών I και j (ε_{ij}=1, ε_{ij}=ε_{ji})
Όπου ζ(%) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης,
r ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών»,το οποίο αποτελεί τον κανόνα CQC.

<u>*Παρατήρηση 1:*</u> Ουσιαστικά ,ο κανόνας SRSS είναι **εκφυλισμένη μορφή** του κανόνα CQC ,αν **όλες** οι ιδιομορφές είναι **ασυσχέτιστες** ,για τις οποίες λαμβάνεται **ε_{ij}=0**. Δηλ. στην ουσία είναι ο ίδιος κανόνας.(Απλή & Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία)
<u>*Παρατήρηση 2:*</u> Μπορεί να θεωρηθεί επομένως ότι οι συντελεστές συσχέτισης μπορούν να **παρασταθούν** σε ένα **μητρώο** διαστάσεων NxN (N ιδιομορφές). Στην περίπτωση ασυσχέτιστων ιδιομορφών το μητρώο αυτό είναι ένας **μοναδιαίος πίνακας** διάστασης N.
<u>*Παρατήρηση 3:*</u> Ο ΕΑΚ παρουσιάζει μερικές- αλλά **όχι ουσιαστικές-διαφορές** από τον Ευρωκώδικα, όσον αφορά στον **αριθμό των ιδιομορφών που απαιτείται** να ληφθούν υπόψη και ως το πότε θεωρούνται **ασυσχέτιστες οι ιδιομορφές** (ελαφρώς λιγότερο αυστηρό κριτήριο στην περίπτωση του Ευρωκώδικα). Επίσης ,ο **συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων** όταν οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες, είναι ο **ίδιος** ,δηλαδή ο κανόνας SRSS. Στην περίπτωση όμως **συσχετισμένων** ιδιομορφών, ο μεν **ΕΑΚ** ορίζει **επακριβώς** πώς γίνεται η ιδιομορφική επαλληλία (δηλαδή κανόνας CQC), προσδιορίζοντας και το **συντελεστή συσχέτισης των ιδιομορφών εij,** ενώ ο EC8 αναφέρει απλώς ότι «…θα χρησιμοποιούνται **πιο ακριβείς** μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, όπως η μέθοδος **CQC**(=Complete Quadratic Combination, =Πλήρης τετραγωνική επαλληλία)», χωρίς να δίνει όμως άλλες λεπτομέρειες. Συνεπώς, ο ΕΑΚ είναι πιο πλήρης σε αυτό το σημείο.

<u>Στρεπτική Επιπόνηση</u> (για τη Δυναμική φασματική μέθοδο)

EC8: "Όταν χρησιμοποιείται χωρικό μοντέλο για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιπονήσεις θα υπολογίζονται ως το σύνολο των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την εφαρμογή των **στατικών φορτίσεων** που αποτελούνται από **ζεύγη στρεπτικών ροπών** Mai περί τον κατακόρυφων άξονα κάθε ορόφου i :

$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$, όπου :

e_{ai} ,η τυχηματική εκκεντρότητα του ορόφου i (όπως αναφέρθηκε για τη γενική περίπτωση) για κάθε διεύθυνση και

F_i ,η οριζόντια δύναμη στον όροφο i (της Απλοποιημένης φασματικής μεθόδου)

Όταν χρησιμοποιούνται δύο επίπεδα μοντέλα, οι στρεπτικές επιπονήσεις μπορούν να λαμβάνονται υπόψη, εφαρμόζοντας τον κανόνα της §4.4.3.1.3 (Στρεπτική επιπόνηση για την Απλοποιημένη Μέθοδο) στα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή της Δυναμικής φασματικής μεθόδου .

ΕΑΚ: «Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής (Δυναμική φασματική μέθοδος), οι τυχηματικές στρεπτικές επιπονήσεις θα λαμβάνονται υπόψη με έναν από τους δύο τρόπους:
α) οι μάζες mi κάθε ορόφου θα μετατοπίζονται κατά την τυχηματική εκκεντρότητα e ti εκατέρωθεν του θεωρητικού κέντρου μάζας Mi και στις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράση, ή εναλλακτικά,
β) μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από στρεπτικά ζεύγη ίσα προς $\pm 2 \cdot e_{ti} \cdot F_i$

<u>Παρατήρηση:</u> Και οι δύο Κανονισμοί προτείνουν **ομόσημα στρεπτικά ζεύγη ροπών** (το γινόμενο της τυχηματικής εκκεντρότητας επί την οριζόντια δύναμη της Απλοποιημένης φασματικής μεθόδου, για κάθεόροφο) για την αντιμετώπιση των τυχηματικών στρεπτικών επιπονήσεων.

3.4.3.3 Μη γραμμικές μέθοδοι

EC8: "Το μαθηματικό μοντέλο της ελαστικής ανάλυσης θα πρέπει να επεκταθεί για να συμπεριλάβει την **αντοχή** των δομικών στοιχείων και τη μετελαστική τους συμπεριφορά.Κατ' ελάχιστον θα χρησιμοποιείται **διγραμμική** σχέση δύναμης- παραμόρφωσης. Σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία, θα χρησιμοποιείται η δυσκαμψία της **ρηγματωμένης** διατομής .Σε πλάστιμα στοιχεία ,που αναμένεται να αναπτύξουν μη-γραμμική συμπεριφορά (αντοχή μετά τη διαρροή τους) ,θα χρησιμοποιείται η **τέμνουσα δυσκαμψία** στο σημείο διαρροής. Επίσης, τρι-γραμμικά διαγράμματα δύναμης- παραμόρφωσης (που παίρνουν υπόψη τη δυσκαμψία προ και μετά τη ρηγμάτωση) μπορούν να χρησιμοποιούνται. Ακόμη, μπορεί να θεωρείται και μηδενική δυσκαμψία μετά τη διαρροή.Οι **αξονικές δυνάμεις** προερχόμενες από τα φορτία βαρύτητας πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ,κατά τον καθορισμό της σχέσης δύναμης- παραμόρφωσης. Οι **ροπές κάμψης** λόγω φορτίων βαρύτητας σε κατακόρυφα δομικά στοιχεία μπορούν να αγνοούνται, εκτός αν επηρεάζουν σημαντικά τη συνολική δομική συμπεριφορά.

Τέλος, η σεισμική δράση θα εφαρμόζεται και στη θετική και στην αρνητική κατεύθυνση και θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη φόρτιση.”

Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

EC8: “Η ανάλυση push-over είναι μια μη-γραμμική στατική ανάλυση που γίνεται με τη θεώρηση **σταθερών φορτίων βαρύτητας** και σταθερά και **μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων** φορτίων. Εφαρμόζεται για την **αποτίμηση συμπεριφοράς** νέων ή υφιστάμενων κατασκευών. Πιο συγκεκριμένα, με την ανάλυση push-over επιτυγχάνονται:
i) Επαλήθευση ή αναθεώρηση του **συντελεστή υπεραντοχής αu/αi.**
ii) Εκτίμηση αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και κατανομής των ζημιών.
iii) Αποτίμηση συμπεριφοράς υφιστάμενων ή ενισχυμένων κτιρίων, για την εφαρμογή του Μέρους 3 του EC8 [Μέρος 3 (EN 1998-3): ”Διατάξεις για σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών”]
iv) Μία εναλλακτική μέθοδος σχεδιασμού, αντί για γραμμική-ελαστική ανάλυση (η οποία “καταφεύγει” στο συντελεστή συμπεριφοράς q). Σε αυτήν την περίπτωση, η “**μετατόπιση-στόχος**”(=target displacement) που αναλύεται παρακάτω, αποτελεί τη **βάση του σχεδιασμού.**
Όσον αφορά στη δομική κανονικότητα, ισχύουν όσα αναφέρθηκαν παραπάνω για γραμμικές αναλύσεις.Για χαμηλά (σε ύψος) κτίρια από **τοιχοποιία**, στα οποία η συμπεριφορά των τοίχων είναι κυρίως διατμητική, μπορεί κάθε όροφος να αναλύεται **ξεχωριστά.** (Οι προϋποθέσεις γι’ αυτό είναι : αν οι όροφοι είναι το πολύ 3 και ο λόγος ύψους προς πλάτος κάθε τοίχου δεν υπερβαίνει την τιμή 1,0(όχι πολύ “υψηλοί” τοίχοι).Θα εφαρμόζονται **τουλάχιστον δύο κατανομές** των οριζόντιων φορτίων:
-Ομοιόμορφη κατανομή, με τις δυνάμεις να είναι απλώς ανάλογες με τις μάζες των ορόφων.(δηλ. σταθερή φασματική επιτάχυνση)
-Ιδιομορφική κατανομή, με τις οριζόντιες δυνάμεις να κατανέμονται όπως καθορίστηκε στην ελαστική ανάλυση (δύο προηγούμενες μέθοδοι).Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται στις μάζες των ορόφων, με μία τυχηματική εκκεντρότητα, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως (για τη γενική περίπτωση).Με τη μέθοδο αυτή προκύπτει η **Καμπύλη Ικανότητας** του κτιρίου (σχέση τέμνουσας βάσης και “μετατόπισης ελέγχου”), η οποία θα υπολογίζεται για τιμές της μετατόπισης ελέγχου από 0% έως 150% της “μετατόπισης-στόχου”.Η μετατόπιση αυτή ελέγχου μπορεί να λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της **οροφής του κτιρίου.**Όταν ο συντελεστής υπεραντοχής α_u/α_i καθορίζεται από την ανάλυση pushover, θα υιοθετείται η **μικρότερη** τιμή του από τις δύο κατανομές καθ’ ύψος.Ο **πλαστικός μηχανισμός** θα εξάγεται για κάθε μία κατανομή των οριζόντιων φορτίων, και αυτοί θα πρέπει να είναι σε συμφωνία με αυτούς πάνω στους οποίους βασίστηκε ο **συντελεστής q** που χρησιμοποιήθηκε.Η μετατόπιση στόχος θα αποτελεί το **βασικό παράγοντα** (η βασική σεισμική απαίτηση) για το σχεδιασμό και θα εξάγεται απ’ το **ελαστικό φάσμα** που προαναφέρθηκε, σε όρους της μετατόπισης ενός **Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος** (Το παράρτημα Β του EC8 δίνει λεπτομέρειες για τον καθορισμό αυτής της μετατόπισης-στόχου).Επειδή υπάρχει η πιθανότητα οι μετατοπίσεις της πιο δύσκαμπτης πλευράς ενός **στρεπτικά εύκαμπτου** κτιρίου που θα προκύψουν από αυτή τη μέθοδο, να υποεκτιμηθούν(λόγω του γεγονότος ότι η $1^{η}$ (ή και η $2^{η}$) ιδιομορφή είναι δεσπόζοντος στρεπτικού χαρακτήρα), οι μετατοπίσεις αυτές θα πρέπει να αυξάνονται σε σχέση με το «αντίστοιχο» στρεπτικά «μη ευαίσθητο» κτίριο. Ο **αυξητικός** αυτός **συντελεστής** πρέπει να προκύπτει από μία ελαστική Δ**υναμική Φασματική Ανάλυση**, με χωρικό προσομοίωμα.

ΕΑΚ: Δεν γίνεται **καμιά αναφορά** για δυνατότητα (ή μη) ανάλυσης pushover. Αναφέρεται απλώς §3.1.2.[2]: «Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, **συμπληρωματικά** προς τις παραπάνω (γραμμικές) μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού(…). Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.»

Μη γραμμική δυναμική ανάλυση (χρονοϊστορίας)

Η απόκριση της κατασκευής με αυτήν τη μέθοδο προκύπτει με **Απ' ευθείας Αριθμητική Ολοκλήρωση των Διαφορικών Εξισώσεων Κίνησης,** με χρήση επιταχυνσιογραφημάτων για να αναπαρασταθεί η εδαφική κίνηση.Εδώ, είναι απαραίτητη η περιγραφή της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων υπό **ανακυκλική φόρτιση,** ώστε να αποδίδεται ρεαλιστικά η απορρόφηση ενέργειας, για το εύρος των μετατοπίσεων που αναμένονται στο σεισμό σχεδιασμού. Σχετικά με τα απαιτούμενα επιταχυνσιογραφήματα, αναφέρονται: **EC8:** "Αν γίνονται **τουλάχιστον 7** μη γραμμικές αναλύσεις για τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής σύμφωνα με τα αναφερθέντα στην §3.2.4 *("Εναλλακτική αναπαράσταση της σεισμικής δράσης"),* επιτρέπεται να εξάγεται ο μ.ό. των **φασματικών** αποκρίσεων από όλες αυτές τις αναλύσεις, ως η **τιμή σχεδιασμού** ενός μεγέθους E_d. Αλλιώς, θα χρησιμοποιείται η πιο δυσμενής φασματική τιμή μεταξύ αυτών των αναλύσεων, ως E_d

ΕΑΚ : Σχετικό είναι το Παράρτημα Α ("Σεισμικές Κινήσεις Εδάφους") και συγκεκριμένα η §Α.2 ("Επιταχυνσιογραφήματα")

Παρατήρηση: Όσον αφορά την ανάλυση pushover: Ο Ευρωκώδικας σημειώνει ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ως **κύρια μέθοδος** σχεδιασμού των κατασκευών. Επομένως, της προσδίδει διαφορετική σπουδαιότητα και δίνει αρκετές διευκρινιστικές οδηγίες για την εφαρμογή της. Ο ΕΑΚ δεν κάνει καμία αναφορά στη συγκεκριμένη μέθοδο, αναφέροντας απλά «τη δυνατότητα ανάλυσης με άλλες μεθόδους (π.χ. μη γραμμική δυναμική…) υπό μορφή **πρόσθετων ελέγχων.»**
Όσον αφορά την ανάλυση χρονοϊστορίας: Επίσης, ο Ευρωκώδικας σημειώνει ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ως **κύρια μέθοδος** σχεδιασμού των κατασκευών, ενώ ο ΕΑΚ αναφέρει ότι η εφαρμογή τους γίνεται «υπό μορφή **πρόσθετων ελέγχων»** Πάντως, και οι δύο Κανονισμοί σε αυτό το σημείο δίνουν αρκετές πληροφορίες για το πότε τα εφαρμοζόμενα **επιταχυνσιογραφήματα** θεωρούνται επαρκή και πώς αυτά εφαρμόζονται.

3.4.3.4 Συνδυασμός των εντατικών μεγεθών των συνιστωσών της σεισμικής δράσης (Χωρική Επαλληλία)

EC8: Γενικά, οι δύο οριζόντιες συνιστώσες θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα.
Η χωρική επαλληλία των συνιστωσών της σεισμικής δράσης γίνεται ως εξής: Αρχικά, για κάθε συνιστώσα χωριστά εφαρμόζεται ιδιομορφική επαλληλία, σύμφωνα με τα προαναφερθέντα **(Κανόνας SRSS ή CQC)**

Η μέγιστη τιμή ενός εντατικού μεγέθους στην κατασκευή, λόγω και των δύο οριζόντιων συνιστωσών υπολογίζεται τότε ως η "Τετραγωνική ρίζα του Αθροίσματος

των Τετραγώνων" της τιμής αυτού του εντατικού μεγέθους από την κάθε συνιστώσα χωριστά. (**Κανόνας SRSS** $E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}{}^2 + E_{Edy}{}^2}$)

Ο παραπάνω κανόνας γενικά δίνει μια **συντηρητική** εκτίμηση της πιθανής τιμής, ταυτόχρονης προς αυτή τη μέγιστη τιμή, ενός άλλου εντατικού μεγέθους. Πιο **ακριβείς** μέθοδοι μπορούν να εφαρμόζονται, για τον προσδιορισμό της πιθανής ταυτόχρονης τιμής ενός μεγέθους με άλλο μέγεθος. (χωρίς να δίνει άλλες λεπτομέρειες).

Εναλλακτικά, ο υπολογισμός της τιμής ενός εντατικού μεγέθους, λόγω της ταυτόχρονης δράσης των δύο συνιστωσών του σεισμού, μπορεί να γίνεται θεωρώντας και τους δύο (δηλ. το **δυσμενέστερο**) από τους ακόλουθους συνδυασμούς :

α) E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy}

β) 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy}

όπου,

"+" σημαίνει "να συνδυάζεται με"

E_{Edx} είναι η τιμή του εντατικού μεγέθους λόγω ανεξάρτητης σεισμικής δράσης κατά x

E_{Edy} είναι η τιμή του εντατικού μεγέθους λόγω ανεξάρτητης σεισμικής δράσης κατά y

Το **πρόσημο** του κάθε μεγέθους στους παραπάνω συνδυασμούς θα είναι το πιο **δυσμενές** για το εν λόγω εντατικό μέγεθος. (→οπότε οι 2 συνδυασμοί γίνονται 8)

Όταν γίνεται ανάλυση pushover με χωρικό προσομοίωμα, το ρόλο του μεγέθους E_{Edx} παίζουν οι δυνάμεις και παραμορφώσεις που αναπτύσσονται λόγω της εφαρμογής της "**μετατόπισης-στόχου**" στην x διεύθυνση, και ομοίως για y. Στη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (και όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα), πρέπει να λαμβάνονται επιταχυνσιογραφήματα που δρουν **ταυτόχρονα** στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Προσοχή χρειάζεται το γεγονός ότι : "σε κτίρια κανονικά σε κάτοψη και στα οποία τοιχοποιίες ή ανεξάρτητα συστήματα (σύνδεσμοι) δυσκαμψίας στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις είναι τα μόνα **Κύρια δομικά στοιχεία** (σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν), η σεισμική δράση μπορεί να θεωρείται ότι δρα ξεχωριστά και χωρίς τους παραπάνω συνδυασμούς (χωρικούς), στους δύο κύριους ορθογωνικούς άξονες της κατασκευής".

Στην περίπτωση που λαμβάνεται υπ'όψη και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, ο κανόνας SRSS (για χωρική επαλληλία) θα επεκτείνεται και στις τρείς συνιστώσες του σεισμού.

Δηλαδή $E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}{}^2 + E_{Edy}{}^2 + E_{Edz}{}^2}$

Εναλλακτικά, όπως προηγουμένως,μπορεί να εφαρμόζεται ο δυσμενέστερος από τους ακόλουθους συνδυασμούς:

E_{Edx} "+"0.30E_{Edy} "+"0.30 E_{Edz}

0.30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+"0.30 E_{Edz}

0.30 E_{Edx} "+" 0.30 E_{Edy} "+" E_{Edz}

με τα μεγέθη όπως ορίστηκαν προηγουμένως.(Αντίστοιχα :E_{Edz} παριστάνει την τιμή του εντατικού μεγέθους λόγω εφαρμογής μόνο της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.)

Επίσης στον EC8 αναφέρεται : «Εάν γίνεται μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover) ,η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού μπορεί να παραλείπεται.

Ο ΕΑΚ αντίστοιχα, αναφέρει:

1.Για τη δυναμική φασματική μέθοδο:«για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού,οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης Α δίνονται από τη σχέση : $exA = \sqrt{(exA_{,X})^2 + (exA_{,y})^2 + (exA_{,Z})^2}$,όπου $exA_{,X}$, $exA_{,y}$, $exA_{,z}$ οι πιθανές ακραίες τιμές του υπόψη μεγέθους (έχει προηγηθεί ιδιομορφική επαλληλία) για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x,y,z αντίστοιχα.»
2.Για την απλοποιημένη φασματική μέθοδο:
«Για την ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου x και y,καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης υπολογίζονται από τη σχέση :

$exA = \pm\sqrt{A_{,X}{}^2 + A_{,y}{}^2 + A_{,Z}{}^2}$ όπου , A,χ ,A,y ,A,z οι τίμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x,y και ,z αντίστοιχα. Η πιθανή ταυτόχρονη προς την exA τιμή B,A ενός άλλου μεγέθους απόκρισης Β,υπολογίζεται επίσης διαφορετικά για τις δύο μεθόδους γραμμικής ανάλυσης και δίνεται από τις σχέσεις:

1.Για τη δυναμική φασματική μέθοδο :

$B_A = \frac{P_{AB}}{exA}$, όπου :

$P_{BA} = P_{AB} = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} (A_{i,x} \cdot B_{jx} + A_{iy} \cdot B_{jy} + A_{iz} \cdot B_{jz})$, ο παράγοντας συσχέτισης των

μεγεθών Α,Β και

$(A_{i,x}, B_{jx}), (A_{iy}, B_{jy}), (A_{iz}, B_{jz})$,

i,j =1,2,….,N (οι ιδιομορφές)

οι ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών Α,Β για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x,y,z αντίστοιχα.(ε_{ij} ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών i και j)
Δηλαδή,ο πρώτος δείκτης (ι,j) δηλώνει την ιδιομορφή και ο δεύτερος (x,y, ή z) την κατεύθυνση της ανεξάρτητης σεισμικής δράσης.)
Παρατήρηση : Με $\varepsilon_{ii}=1$ και $\varepsilon_{ij}=0$ για ασυσχέτιστες ιδιομορφές, σ'αυτήν την περίπτωση, η παραπάνω εκφραση απλοποιείται σε :

$P_{AB} = \sum_i (A_{i,x} \cdot B_{ix} + A_{iy} \cdot B_{iy} + A_{iz} \cdot B_{iz})$

Δηλαδή, το μητρώο,του οποίου το άθροισμα των όρων είναι ο συντελεστής PAB,προκύπτει απ'το προαναφερθέν μητρώο των συντελεστών συσχέτισης.Σ'αυτήν την περίπτωση , μένουν μόνο οι διαγώνιοι όροι , ενώ οι άλλοι μηδενίζονται.

2.Για την απλοποιημένη φασματική μέθοδο:

$$B_{,A} = \frac{A_{,x}}{exA} \cdot B_{,x} + \frac{A_{,y}}{exA} \cdot B_{,y} + \frac{A_{,Z}}{exA} \cdot B_{,z}$$,όπου

$B_{,\chi}$,$B_{,y}$,$B_{,z}$ οι τιμές του μεγέθους B(με το πρόσημο τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση κατά τις διευθύνσεις x,y,z αντίστοιχα.
Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας (SRSS) επιτρέπεται η διαστασιολόγηση να γίνεται με το δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδιασμούς εντατικών μεγεθών:

1.Για τη δυναμική φασματική μέθοδο:

$$S = \pm S_x \pm 0.30 S_y \pm 0.30 S_z$$
$$S = \pm 0.30 S_x \pm S_y \pm 0.30 S_z$$
$$S = \pm 0.30 S_x \pm 0.30 S_y \pm S_z$$

Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα S_x ,S_y και S_z παριστάνουν τα διανύσματα των ακραίων τιμών των εντατικών μεγεθών A,B,….της εξεταζόμενης διατομής για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά χ,y και z, αντίστοιχα. Επίσης, αναφέρεται ότι:«Επιτρέπεται και η συντηρητική διαστασιολόγηση με βάση τις ακραίες τιμές όλων των εντατικών μεγεθών της διατομής,λαμβάνοντας υπόψη όλους τους πιθανούς συνδιασμούς των προσήμων τους.
1.Για την απλοποιημένη φασματική μέθοδο:
Όπου S τίθεται F και κατά τα άλλα ισχύουν όλα τα παραπάνω,με τη μόνη τροποποίηση να είναι ότι: «…τα Fx, Fy και Fz παριστάνουν τα διανύσματα των σεισμικών φορτίων κατά τις διευθύνσεις x,y,z και το F παριστάνει τη «συνισταμένη» σεισμική φόρτιση.Στη συνηθισμένη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας,ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται S (αντίστοιχα F)=0 στους δύο πρώτους.

Παρατήρηση: Όσον αφορά τη χωρική επαλληλία, οι μέθοδοι που προτείνουν οι δύο κανονισμοί είναι οι ίδιες (δηλαδή , κανόνας SRSS ή ,εναλλακτικά,χωρικός συνδύασμός με τον «πολλαπλασιαστικό συντελεστή λ=μ=0.3») Η μόνη διαφορά είναι ότι ο ΕΑΚ διακρίνει τη διαδικασία , ανάλογα με το αν έχει εφαρμοστεί η απλοποιημένη ή η δυναμική φασματική μέθοδος.
Ουσιαστικά, το αποτέλεσμα είναι το ίδιο , απλά το μέγεθος πχ Eedx του EC8 , στη μία περίπτωση έχει προκύψει μετά από ιδιομορφική επαλληλία, ενώ στην άλλη όχι.Αυτό , ο ΕΑΚ το καθιστά πιο σαφές.
Η βασική διαφορά είναι προς το χειρισμό σε περίπτωση που αναζητούμε την πιθανή ταυτόχρονη προς την exA στη τιμή B,A ενός άλλου μεγέθους απόκρισης.
Όσον αφορά αυτήν την έννοια, ο **EC8** αναφέρει απλά ότι «ο παραπάνω κανόνας (ο SRSS) γενικά δίνει μια **συντηρητική εκτίμηση** της πιθανής τιμής, ταυτόχρονης προς αυτή τη μέγιστη τιμή, ενός άλλου εντατικού μεγέθους. **Πιο ακριβείς** μέθοδοι μπορούν να εφαρμόζονται, για τον προσδιορισμό της πιθανής ταυτόχρονης τιμής ενός μεγέθους με άλλο μέγεθος», χωρίς όμως (για άλλη μια φορά) να δίνει **άλλες λεπτομέρειες**

Αντίθετα, ο ΕΑΚ παρέχει τους **σχετικούς τύπους, διακρίνοντας** μάλιστα τη διαδικασία, ανάλογα με τη μέθοδο γραμμικής ανάλυσης (Απλοποιημένη ή Δυναμική). Οι σχετικοί «τύποι» **διαφοροποιούνται ανάλογα** στις δύο περιπτώσεις.

Ως προς την κατακόρυφη συνιστώσα:

Ο **EC8** ορίζει: "Εάν η κατακόρυφη εδαφική σεισμική επιτάχυνση avg είναι μεγαλύτερη από **0,25g** (0,25 m/s2), η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού (όπως αυτή έχει οριστεί στο Κεφ.3 του Ευρωκώδικα), θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις εξής **(5) περιπτώσεις:**
-Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια φέροντα στοιχεία με άνοιγμα μεγαλύτερο των 20 m
-Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεξέχοντα τμήματα (προβόλους) με μήκος μεγαλύτερο των 5 m
-Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα στοιχεία
-Για δοκούς με φυτευτά υποστυλώματα
-Σε κατασκευές με σεισμική μόνωση"

Και κατόπιν, συμπληρώνεται: "Η ανάλυση για τη συμβολή της κατακόρυφης συνιστώσας μπορεί να γίνεται **στο τμήμα μόνο της όλης κατασκευής,** όπου περιλαμβάνονται τα στοιχεία, για τα οποία λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα (δηλ. αυτά της προηγούμενης παραγράφου), και θα συνυπολογίζει τη δυσκαμψία των υπόλοιπων τμημάτων. Η κατακόρυφη συνιστώσα θα λαμβάνεται υπόψη μόνο για τα εν λόγω στοιχεία και τα στοιχεία που βρίσκονται σε **άμεση αλληλεπίδραση** με αυτά (που τα υποστηρίζουν)."

Αντίστοιχα, ο **ΕΑΚ** ορίζει :
«Επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ και ΙΙΙ (οριζ.εδαφ.επιτ.0,24g και 0,36g). Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση των παραπάνω δομικών στοιχείων, σύμφωνα με την παρ. 3.6 (του ΕΑΚ), ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή.Επίσης, σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.»

Παρατήρηση: Αρχικά, οι περιπτώσεις κατασκευών, όπου θα λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης είναι περισσότερες στον ΕΚ8 από ότι στον ΕΑΚ [Πέντε (5) έναντι τριών (3)].

Όσον αφορά το όριο **αvg›0,25g** του Ευρωκώδικα, πρέπει να υπενθυμίσουμε τα εξής: για την Ελλάδα, ορίζεται ότι ισχύει μόνο ο «τύπος 1» για τα ελαστικά φάσματα, που για την περίπτωση της κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους, μεταφράζεται ως (Κεφ. 3 του ΕΚ8, § 3.2.2.3, Πίνακας 3.4): **αvg/αg=0,90.**
Επίσης, κατά τον ΕΚ8 (Κεφ. 3, § 3.2.1) έχουμε επίσης ότι **αg=γI·αgR,** (Δηλαδή, ο συντελεστής σπουδαιότητας γI πολλαπλασιάζει την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, προκειμένου να προκύψει η τελική τιμή της) και από το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8 για την Ελλάδα**: αgR/g= {0,16 , 0,24 ,0,36},** για τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (ζ.σ.ε.) **Z1, Z2 και Z3,**αντίστοιχα. Επομένως, αvg›0,25*g → 0,90* αg›0,25*g → 0,90*γI* αgR›0,25*g , δηλαδή το αν θα ληφθεί ή όχι υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού επηρεάζεται και από την κατηγορία σπουδαιότητας (I,II, III, IV) της κατασκευής.

Δηλ., έχουμε ότι: η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, στις περιπτώσεις που ισχύει:

$$0.90 * \gamma_1 * \alpha_{gR} \succ 0.25 * g \Rightarrow a_{gR} \succ \frac{0.25}{0.90 \cdot \gamma_1}$$

, το οποίο με τη σειρά του μεταφράζεται ως εξής :

-για κατασκευή που ανήκει στην **κατηγορία σπουδαιότητας I** (γ_I=0,80), η κατακόρυφη συνιστώσα λαμβάνεται υπόψη μόνον όταν α_{gR}/g › **0,35** , πράγμα το οποίο ,για τη χώρα μας, σημαίνει στη ζ.σ.ε III (μόνο).

-για **κατηγορία σπουδαιότητας II** (γ_I=1,00), για να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα, θα πρέπει α_{gR}/g › **0,28**, δηλαδή επίσης μόνο η ζ.σ.ε. III για τη χώρα μας.

-για **κατηγορία σπουδαιότητας III** (γ_I=1,20), το αντίστοιχο όριο είναι α_{gR}/g ›**0,23** ,δηλαδή ζ.σ.ε. II και III.

- για **κατηγορία σπουδαιότητας IV** (γ_I=1,40), το αντίστοιχο όριο είναι α_{gR}/g ›**0,20** ,δηλαδή ζ.σ.ε. II και III.

Δηλαδή, όσον αφορά τις περιπτώσεις που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα, ο EC8 είναι πιο «**χαλαρός**» από τον ΕΑΚ (**για τη χώρα μας μόνο),** καθώς βγαίνει το συμπέρασμα ότι :

Για κατασκευές σπουδαιότητας I και II [**γ_I=0,80 και γ_I=1,00**],που ανήκουν στη **ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (α_{gR}/g=0,24)** , η κατακόρυφη συνιστώσα δεν είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη. Όμως, στις υπόλοιπες περιπτώσεις, όπου η κατακόρυφη συνιστώσα λαμβάνεται υπόψη, η **κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση** προκύπτει **μεγαλύτερη για τον EC8.** (Το ποσοστό κατά το οποίο είναι μεγαλύτερη η κατακόρυφη συνιστώσα εξαρτάται από την **κατηγορία σπουδαιότητας**).

Αυτό φαίνεται καλύτερα στον πίνακα

	Τιμές a_{vg}/g					
	EC8		ΕΑΚ		ποσοστό	
γ_I=	II	III	II	III	επί τοις (%)	επί τοις (%)
0,8	0,1728	0,2592	0,168	0,252	2,857	2,857
1	0,216	0,324	0,168	0,252	28,571	28,571
1,2	**0,2592**	0,3888	**0,168**	0,252	54,286	54,286
1,4	0,3024	0,4536	0,168	0,252	80,000	80,000
	Όταν a_{vg}>0,25g , λαμβάνεται υπόψη η κατακόρ. Συνιστώσα					

Αν συνδυαστεί αυτό και με το γεγονός ότι ο **συντελεστής συμπεριφοράς έναντι κατακόρυφων δράσεων** που επιτρέπεται στον EC8 είναι μικρότερος (**q_v=0,5*q** για τον ΕΑΚ, ανώτατο όριο **q_v=1,5** για τον EC8), προκύπτει το συμπέρασμα ότι ναι μεν **υπάρχουν κάποιες περιπτώσεις** κατασκευών (όπως προαναφέρθηκε) για τις οποίες ο EC8 **δεν προβλέπει** να λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα, σε αντίθεση με τον ΕΑΚ, αλλά όταν τη λαμβάνει, το κάνει με **δυσμενέστερες τιμές** (τελικής, φασματικής επιτάχυνσης).

Όμως, ο ΕΑΚ παρουσιάζεται «πιο πλήρης» σε αυτό το σημείο από τον EC8 καθώς:
-γίνεται αναφορά της περίπτωσης κατασκευών από **φέρουσα τοιχοποιία** (όπου «θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού»).
-περιλαμβάνει ένα **υποκεφάλαιο** (§ 3.6) περιγράφοντας τον τρόπο που επιβάλλονται τα **φορτία** για την ανάλυση της επίδρασης της κατακόρυφης συνιστώσας με την **απλοποιημένη φασματική μέθοδο** (μόνο), καθώς και τον τρόπο που υπολογίζεται η **ιδιοπερίοδος** γι' αυτήν την ανάλυση (μέσω του τύπου του Rayleigh, τη στιγμή που ο **EC8** δεν κάνει καμία αναφορά για τα θέματα αυτά.

Γενικότερο συμπέρασμα: «Γενικά, μπορούμε να παρατηρήσουμε το εξής: αν και ο EC8 είναι-γενικά-πιο **διευκρινιστικός** στα περισσότερα σημεία, και **«αποσαφηνίζει»** κάποια θέματα, στα οποία, ενδεχομένως, ο ΕΑΚ δεν ήταν πολύ συγκεκριμένος, παρ' όλα αυτά, ο ΕΑΚ θα μπορούσαμε να πούμε ότι συνεισφέρει περισσότερο στην κατανόηση του "πνεύματος" του αντισεισμικού σχεδιασμού και των διαφόρων εννοιών. Επομένως, η **παράλληλη- κατά το δυνατόν- μελέτη** του (ειδικά από νέους συναδέλφους, που ίσως δεν γνωρίσουν τον ΕΑΚ) κρίνεται **βοηθητική** έως **απαραίτητη**»

3.4.4 Ανάλυση μετακινήσεων

EC8: "Εάν γίνεται **γραμμική ανάλυση**, οι μετατοπίσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται από τις ελαστικές παραμορφώσεις των μελών, μέσω της απλοποιημένης σχέσης:

$d_s = q_d \ d_e$, όπου

d_s η μετακίνηση ενός σημείου του δομικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση

q_d ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακινήσεων, θεωρούμενος ίσος με q, εκτός αν αναφέρεται διαφορετικά.

d_e η μετατόπιση του ίδιο σημείου, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση, η οποία με τη σειρά της βασίζεται στο φάσμα σχεδιασμού.Η τιμή του ds δε χρειάζεται να είναι μεγαλύτερη από την τιμή που προκύπτει για το ελαστικό φάσμα."(δηλ q=1)

"Σημείωση: Γενικά, το q_d είναι μεγαλύτερο από το q, αν η θεμελιώδεις ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι μικρότερη από T_C (δες εικόνα Β.2, σχετικά, στο Παράρτημα Β του EC8…)"
(π.χ. T_C=0,4 sec, για έδαφος κατηγ. Α και φάσμα Τύπου 1-Υπενθύμιση : είναι T_C= 0,4 , 0,5 , 0,6 , 0,8 για φάσμα Τύπου 1,και T_C=0,25 και 0,30 για φάσμα τύπου 2.)
"Όταν προσδιορίζονται αυτές οι μετακινήσεις, οι στρεπτικές επιρροές της σεισμικής δράσης θα λαμβάνονται υπόψη."
Προσοχή χρειάζεται το γεγονός ότι: "Όταν χρησιμοποιείται μη-γραμμική ανάλυση (στατική ή δυναμική), οι εν λόγω (πραγματικές) μετατοπίσεις είναι εκείνες που λαμβάνονται κατ' ευθείαν από την ανάλυση, χωρίς άλλη τροποποίηση".(αφού δεν καταφεύγουμε στο συντελεστή συμπεριφοράς q)

ΕΑΚ: Αναφέρεται ότι: «Για τον υπολογισμό των πραγματικών(μετελαστικών) μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από το γραμμικό υπολογισμό με τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q»

Δηλ. $\Delta_u = q \cdot \Delta_e$, όπου:

Δ_u η μέγιστη μετελαστική μετατόπιση της πραγματικής κατασκευής), και

Δ_e η μέγιστη μετατόπιση του απεριόριστα ελαστικού συστήματος.

Στα Σχόλια, δίνονται ουσιαστικές διευκρινήσεις:

ΕΑΚ 2000-Σχόλια: «Η αναφερόμενη "**ισοδύναμη" γραμμική ανάλυση** (δηλ. η ανάλυση πάνω στην οποία βασίζεται ο σχεδιασμός με τις (2) γραμμικές μεθόδους) στηρίζεται στις επόμενες παραδοχές, με τις οποίες επιτυγχάνεται "γραμμικοποίηση" του προβλήματος:

α) Η κατασκευή θεωρείται σαν ένα **απεριόριστα ελαστικό σύστημα**

β) Η **μέγιστη ελαστική απόκριση** (F_e*,Δ_e*) του παραπάνω συστήματος υπολογίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού για q=1 (ελαστικό φάσμα)

γ) Η **δύναμη σχεδιασμού** (F_e) που αντιστοιχεί περίπου στη φάση εμφάνισης της **πρώτης πλαστικής άρθρωσης** είναι $F_e=F_e$*/q

δ) Η μέγιστη **μετελαστική μετατόπιση της <u>πραγματικής</u>** κατασκευής θεωρείται ίση με τη μέγιστη μετατόπιση του **απεριόριστα ελαστικού** συστήματος (Δu=Δe*)

Ο **συντελεστής συμπεριφοράς q** της κατασκευής γράφεται:

$$q = \frac{F_e^*}{F_e} = \frac{F_e^*}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_e} = q_d \cdot q_0$$

Ενώ $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ ο συντελεστής πλαστιμότητας

Όπου $q_d = \frac{F_e^*}{F_y} \cdot \frac{\Delta_e^*}{\Delta_y}$ $q_0 = \frac{F_y}{F_e} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_e}$

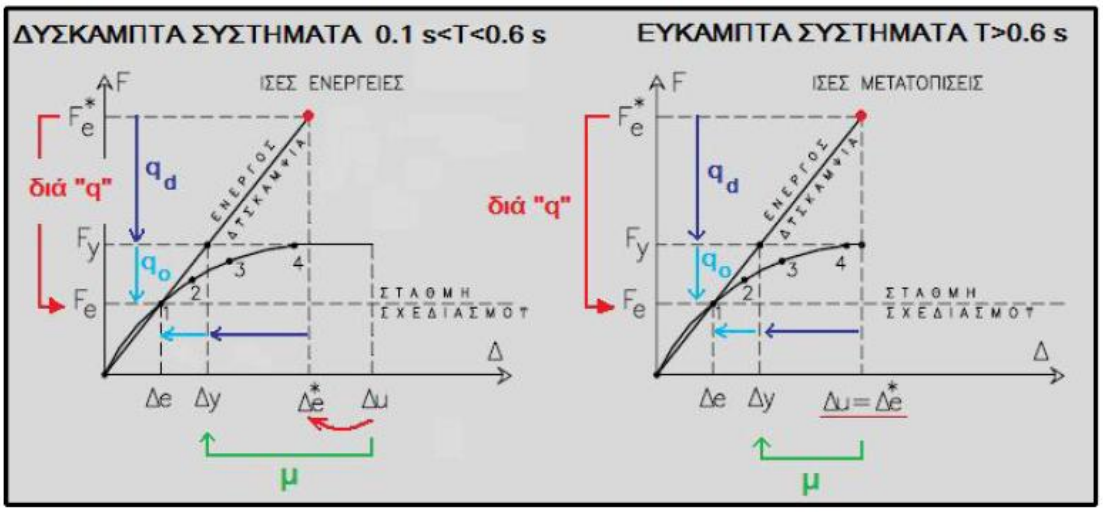
οι παράγοντες πλαστιμότητας και υπεραντοχής, αντίστοιχα. Με την παραδοχή ίσων ενεργειών $\Rightarrow q_d = \sqrt{2\mu - 1}$, ενώ με την παραδοχή ίσων μετατοπίσεων $\Rightarrow q_d = \mu$

Η παραδοχή $\Delta_u=\Delta_e$,που οδηγεί στη σχέση Δ_u=q Δ_e, ισχύει με καλή προσέγγιση για εύκαμπτα συστήματα με T›0.6 sec.

Για $0.1s \prec T \prec 0.6s$ (πιο «δύσκαμπτα» συστήματα),οι ανελαστικές (πραγματικές μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις απεριόριστα ελαστικές (ίσες ενέργειες) και στην περίπτωση αυτή θα έχουμε $\Delta_u = \left(\mu / \sqrt{2\mu - 1}\right) \cdot \Delta_e$ »

Αυτά απεικονίζονται καλύτερα στο επόμενο διάγραμμα[16]

[16][ΕΑΚ 2000-σχολια]



Εικόνα 3.8 :ισοδύναμη γραμμική ανάλυση.

Παρατήρηση: (Ούτε) εδώ οι κανονισμοί διαφέρουν ουσιαστικά παρά μόνο στο "όριο" μεταξύ "εύκαμπτων" και "δυσκαμπτων" συστημάτων. Στον EC8 είναι το Tc (που θα μπορούσαμε να πούμε ότι εξαρτάται από τις "τοπικές συνθήκες"…), ενώ στον ΕΑΚ (σταθερά) το 0.6 sec .Η διαφορά αυτή πάντως δεν κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική. Όμως, οι τιμές $\mu/\sqrt{2\mu-1}$ 8διαφορά δηλαδή των υπολογιζόμενων με τις πραγματικές μετακινήσεις, για τις συνήθεις τιμές του μ (πλαστιμότητα) είναι αρκετά μεγάλες.(πχ για μ=3 , $\Delta_u=(\mu/\sqrt{2\mu-1})\cdot\Delta_e^*\approx 1.34\cdot\Delta_e^*$ για μ=4 , $\Delta_u=1.51\cdot\Delta_e^*$,για μ=5 $\Delta_u=1.67\cdot\Delta_e^*$ και για μ=6 , $\Delta_u=1.81\cdot\Delta_e^*$)
Άρα , εδώ αποδεικνύεται ο ΕΑΚ πιο λεπτομερής.

3.4.5 Μη φέροντα στοιχεία-Προσαρτήματα

EC8: "Μη φέροντα στοιχεία (προσαρτήματα) των κτιρίων (π.χ. πετάσματα, "αετώματα", κεραίες, μηχανολογικός εξοπλισμός, χωρίσματα (προκατασκευασμένοι τοίχοι κλπ.), κιγκλιδώματα), που θα μπορούσαν σε **περίπτωση αστοχίας** να δημιουργήσουν **κινδύνους** σε πρόσωπα ή να **επηρεάσουν** το δομικό σύστημα του κτιρίου, καθώς και υπηρεσίες ζωτικής σημασίας, θα ελέγχονται, μαζί με τα στοιχεία στήριξής τους για τη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Για μη δομικά στοιχεία **μεγάλης σημασίας** ή ιδιαίτερα επικίνδυνης φύσης, η απόκριση τους θα πρέπει να βασίζεται σε ένα **πιο ρεαλιστικό μοντέλο** των σχετικών υποδομών και στη χρήση κατάλληλων **φασμάτων απόκρισης** των στηρίζοντων δομικών στοιχείων του κύριου φέροντος συστήματος.Στις υπόλοιπες περιπτώσεις, επιτρέπονται κατάλληλα δικαιολογημένες απλοποιήσεις. Για παράδειγμα: "Τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης μπορούν να καθορίζονται εφαρμόζοντας στα μη-δομικά στοιχεία **μία οριζόντια δύναμη** ως ακολούθως: $F_a=(S_a\cdot W_a\cdot \gamma_a)/q_a$, όπου:

F_a είναι μία οριζόντια δύναμη, με σημείο εφαρμογής το κέντρο μάζας του μη-δομικού στοιχείου, η οποία δρα στην πιο δυσμενή διεύθυνση.

S_a ο σεισμικός συντελεστής, για εφαρμογή σε μη-δομικά στοιχεία (που ορίζεται παρακάτω)

γ_a ο συντελεστής σπουδαιότητας του στοιχείου

qa ο συντελεστής συμπεριφοράς του στοιχείου

Ο **σεισμικός συντελεστής Sa** μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$S_a = a \cdot S \cdot \left[\frac{3\left(1+\frac{z}{H}\right)}{\left(1+\left(1-\frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)-0.5} \right]$$,όπου :

α ο λόγος της σεισμικής εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού (σε έδαφος κατηγ. Α), α_g, προς την επιτάχυνση της βαρύτητας.(δηλ. η "ανηγμένη" επιτάχυνση $a_g = a_{g/} g$)

S ο συντελεστής του εδάφους

Ta η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του μη-δομικού στοιχείου

T1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση

z το ύψος του στοιχείου από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (δηλ. τη βάση της κατασκευής)

H το ύψος του κτιρίου.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος γενικά μπορεί να θεωρείται γ_α**=1,0**, εκτός των περιπτώσεων:

-Στοιχεία αγκύρωσης εξοπλισμού που είναι απαραίτητος για συστήματα διατήρησης της ζωής.

-Δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν τοξικές ή εκρηκτικές ουσίες, που θεωρούνται επικίνδυνες για την ασφάλεια του ευρύτερου κοινού., όπου λαμβάνεται $\gamma_\alpha \geq$**1,5.**

Ανώτατα όρια του συντελεστή συμπεριφοράς q_α δίνονται από τον Ευρωκώδικα στον Πίνακά του 4.4.

Τύπος μη-δομικού στοιχείου	**Συντελεστής συμπεριφοράς q_a**
Παραπετάσματα ή διακοσμητικά στοιχεία σε μορφή προβόλου Επιγραφές και πίνακες ανάρτησης εγγράφων Καπνοδόχοι, ιστοί και δεξαμενές σε υποστυλώματα, που δρουν ως ελεύθεροι πρόβολοι σε μήκος παραπάνω από το μισό του συνολικού ύψους τους	1,0
Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι Χωρίσματα και προσόψεις Καπνοδόχοι, ιστοί και δεξαμενές σε υποστυλώματα που δρουν ως ελεύθεροι πρόβολοι σε μήκος λιγότερο από το μισό του συνολικού ύψους τους, ή συνδεδεμένα με την κατασκευή στο ή πάνω από το κέντρο μάζας τους Στοιχεία αγκύρωσης για μόνιμα έπιπλα και ράφια βιβλίων, που στηρίζονται στο πάτωμα Στοιχεία αγκύρωσης ψευδοροφών και ελαφριών εντοιχισμένων επίπλων	2,0

Πίνακας 3.3: Τιμές του συντελεστή q_α για μη-δομικά στοιχεία

ΕΑΚ:

Α. Αναφέρεται στο Κεφάλαιό του 4 (”Κριτήρια Σχεδιασμού και Κανόνες Εφαρμογής”, παρ.4.2.3): «Τα προσαρτήματα καθώς και τα στοιχεία στηρίξεως και οι αγκυρώσεις τους θα ελέγχονται σε υπολογιστική αστοχία υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίων και οριζόντιας σεισμικής δύναμης :

$Hp=\varepsilon \cdot Wp \cdot \gamma p/qp$, όπου :

Wp το βάρος του προσαρτήματος

ε ο σεισμικός συντελεστής που ορίζεται στην παρ.3.7.[2]

γp ο συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος

qp μειωτικός συντελεστής που εκφράζει την ικανότητα του προσαρτήματος να υποστεί σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να αστοχήσει.(κατ’ αρχήν, ο όρος “**μειωτικός”** μάλλον δε θα έπρεπε να υπάρχει-αφού $q_p \geq 1,0$. Πρόκειται ουσιαστικά για έναν **συντελεστή συμπεριφοράς** του προσαρτήματος)

Γενικά, ο **συντελεστής σπουδαιότητας γ_p** θα λαμβάνεται **ίσος με το συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου** (κατά περιπτώσεις πιο δυσμενής σε αυτό το σημείο ο ΕΑΚ από τον Ευρωκώδικα), αλλά στις ακόλουθες περιπτώσεις προσαρτημάτων υψηλού κινδύνου, δεν θα λαμβάνεται μικρότερος από **1.50:**

-Αγκυρώσεις εγκαταστάσεων και εξοπλισμού συστημάτων διατήρησης ζωής.

-Δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν ικανή ποσότητα έντονα τοξικών ή εκρηκτικών ουσιών, ώστε να αποτελούν κίνδυνο για τη δημόσια ασφάλεια.

Οι ακόλουθες μέγιστες τιμές του **συντελεστή qp** θα χρησιμοποιούνται για τις αντίστοιχες κατηγορίες προσαρτημάτων :»

Τύπος προσαρτήματος	**Συντελεστής συμπεριφοράς q_p**
Στηθαία και διακοσμητικά στοιχεία σε μορφή προβόλου Σήματα και πινακίδες Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος μεγαλύτερο από το ½ του συνολικού ύψους τους. Τα προσαρτήματα **υψηλού κινδύνου** που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο*(→ σημαντική παράλειψη σε αυτό το σημείο του EC8 !)*	$q_p=1.00$
Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι. Μανδρότοιχοι ύψους μεγαλύτερου των 2.00 m Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που διαθέτουν αντιστηρίξεις ή αγκυρώσεις με επίτονους, ώστε να δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος που δεν υπερβαίνει το ½ του συνολικού ύψους τους. Δεξαμενές μαζί με το περιεχόμενό τους Αγκυρώσεις μόνιμων ραφιών ή παταριών εδραζομένων στο δάπεδο Αγκυρώσεις ψευδοροφών και φωτιστικών σημαντικού βάρους Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός και συναφείς αγωγοί, σωληνώσεις και αεραγωγοί, βάρους μεγαλύτερου των 2 kN.	$q_p=2.50$

«Σε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Ι **εξαιρούνται** από την υποχρέωση ελέγχου, προσαρτήματα σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 καθώς και προσαρτήματα της κατηγορίας q_p=2.50 σε κτίρια σπουδαιότητας Σ2.»

Β. Στο Κεφ. 3 ("Σεισμική Απόκριση Κατασκευών"),§3.7, ορίζονται τα προσαρτήματα και η ανάγκη ξεχωριστού ελέγχου τους, και επίσης δίνονται οι περιπτώσεις προσαρτημάτων που δεν καλύπτονται από τον παρόντα Κανονισμό, καθώς και μία σχέση υπολογισμού του σεισμικού συντελεστή ε (ο οποίος χρησιμοποιείται στη σχέση υπολογισμού της οριζόντιας δύναμης με την οποία υπολογίζονται τα προσαρτήματα, στο Κεφ. 4) Ο σεισμικός συντελεστής ε δίνεται από τη σχέση:

$\varepsilon = \alpha \cdot \beta \cdot (1 + z/H)$, όπου

α=A/g η ανηγμένη επιτάχυνση

$\beta = \dfrac{2}{1+\left(1-\dfrac{T_\pi}{T}\right)^2} \geq 1.0$,όπου :

T_π η ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος για πλήρη πάκτωση στο στηρίζον υπόβαθρο
T_α η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου
z η στάθμη στήριξης του προσαρτήματος
H το ύψος του κτιρίου.
«Στην περίπτωση εγκαταστάσεων μεγάλης σπουδαιότητας ή επικίνδυνων συνιστάται η εκτέλεση **ακριβέστερου υπολογισμού** με τη χρήση **φάσματος απόκρισης** του δαπέδου στήριξης και **ρεαλιστική** προσομοίωση της εγκατάστασης.»

Παρατήρηση: Και οι δύο Κανονισμοί λαμβάνουν υπόψην τους την επίδραση της σεισμικής δράσης στα διάφορα προσαρτήματα ενός κτιρίου. Γενικά, είναι **αξιοπρόσεκτη η ομοιότητα** των δύο Κανονισμών στον τρόπο χειρισμού του αντισεισμικού υπολογισμού τυχόντων προσαρτημάτων (μη-δομικών στοιχείων).
Ειδικά, η απαρίθμηση των **περιπτώσεων** που πρέπει να υπολογίζονται με μειωμένο ή αυξημένο συντελεστή σπουδαιότητας γρ ή α είναι προφανώς **πανομοιότυπη** , κάτι που ενδεχομένως οδηγεί στην άποψη ότι κατά τη σύνταξη των κειμένων του EC8, λήφθηκαν υπόψη προϋπάρχουσες διατάξεις άλλων Κανονισμών (κάτι που προφανώς ισχύει γενικά, και πρέπει να ισχύει), αλλά, ειδικά σ' αυτό το σημείο, ο ΕΑΚ βρίσκεται να είναι πολύ **επαρκής.** Επίσης, ο **ΕΑΚ** είναι –ελάχιστα- πιο **δυσμενής.**
Γενικά, υπάρχουν κάποιες -**πολύ μικρές-** διαφορές στον **τύπο υπολογισμού** της οριζόντιας δύναμης που ασκείται στο προσάρτημα, αλλά και πάλι, λόγω της **αβεβαιότητας** που υπάρχει a priori στην εκτίμηση της σεισμικής διέγερσης (ως προς το μέγεθός της κυρίως), αυτές κρίνονται **αμελητέες.**

3.4.6 Πρόσθετα μέτρα για τοιχοπληρώσεις

Γενικά

Αυτές οι διατάξεις του Ευρωκώδικα αφορούν **κυρίως** (αλλά όχι αποκλειστικά) κτίρια από **οπλισμένο σκυρόδεμα**. Γι' αυτό είναι σκόπιμο να αναφέρουμε τα πιο καίρια σημεία από την § 5.1.2 (του **Κεφ. 5** του EC8 "Ειδικοί

κανόνες για κτίρια από σκυρόδεμα"), που αφορούν τη διάκριση των **δομικών συστημάτων** που χρησιμοποιούνται, μιας και στο σχετικό κεφάλαιο για τοιχοποιίες γίνεται αναφορά σε αυτά. Στην § 5.1.2 του Κεφ. 5 λοιπόν, αναφέρονται :

Τοιχωματικό σύστημα (=wall system)

Σύστημα στο οποίο, τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται **κυρίως από τοιχώματα** [ως **τοίχωμα** (=wall) ορίζεται, κατά τα γνωστά, το στοιχείο που έχει επίμηκες σχήμα διατομής, δηλαδή διατομή με λυγηρότητα (λόγος μήκους προς πλάτος διατομής) μεγαλύτερη
του 4,δηλ. $\mathbf{l_w/b_w \geq 4}$] των οποίων η αντοχή σε τέμνουσα στη βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη του **65%** της συνολικής (ολόκληρου του δομικού συστήματος) αντοχής σε τέμνουσα.

Πλαισιακό σύστημα (=frame system)

Αντίστοιχα, σύστημα στο οποίο τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται **κυρίως από πλαίσια** (στο χώρο), των οποίων η αντοχή σε τέμνουσα στη βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη του **65%** της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα.

Μικτό σύστημα (=dual system)

Σύστημα στο οποίο τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται **κυρίως από τα πλαίσια**, ενώ τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται **εν μέρει** από τα πλαίσια και εν μέρει από τα τοιχώματα.

Μικτό-ισοδύναμο με πλαισιακό σύστημα

Μικτό σύστημα στο οποίο η αντοχή σε τέμνουσα του **συστήματος των πλαισίων,** στη βάση του κτιρίου, είναι μεγαλύτερη από το **50%** της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα (όλου του δομικού συστήματος).

Μικτό-ισοδύναμο με τοιχωματικό σύστημα

Μικτό σύστημα στο οποίο η αντοχή σε τέμνουσα του συστήματος των **τοιχωμάτων,** στη βάση του κτιρίου, είναι μεγαλύτερη από το **50%** της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα (όλου του δομικού συστήματος)."

"Τα όσα θ' αναφερθούν εδώ, αφορούν πλαισιακά ή μικτά-ισοδύναμα με πλαισιακά συστήματα από σκυρόδεμα, κατηγορίας **ΚΠΥ(Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή)** (Κεφ. 5) και πλαίσια οπής (moment resisting frames) από χάλυβα ή σύμμικτα από χάλυβα και σκυρόδεμα, κατηγορίας ΚΠΥ (Κεφ. 6 και 7), τα οποία διαθέτουν ,σε **αλληλεπίδραση** με το φέροντα οργανισμό, τοιχοπληρώσεις, που δεν έχουν ληφθεί υπόψη στο προσομοίωμα, που ικανοποιούν ταυτόχρονα **όλες τις παρακάτω συνθήκες:**

α) Κατασκευάστηκαν **μετά** τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, για κτίρια από σκυρόδεμα ή μετά τη συναρμολόγηση των χαλύβδινων μελών, για κτίρια από χάλυβα

β) Βρίσκονται **σε επαφή** με το πλαίσιο (χωρίς ειδικούς αρμούς), αλλά χωρίς να συνδέονται δομικά σε αυτό.(με ειδικά προβλεπόμενα μέσα).

γ) Θεωρούνται αρχικά ως **μη-φέροντα** στοιχεία."Αναφέρεται, πάντως, ότι οι κανόνες του παρόντος υποκεφαλαίου, η εφαρμογή και σε κατασκευές κατηγορίας **ΚΠΜ** και **ΚΠΧ** (Κατηγορία Πλαστιμότητας **Μέση** και Κατηγορία Πλαστιμότητας **Χαμηλή**, αντίστοιχα) παρουσιάζει σαφή πλεονεκτήματα, μιας και οδηγεί γενικότερα στην καλύτερη συμπεριφορά μιας κατασκευής με τοιχοπληρώσεις.

"Γενικά, για τοιχωματικά ή ισοδύναμα με τοιχωματικά μικτά συστήματα από σκυρόδεμα καθώς επίσης και για πλαίσια από χάλυβα ή σύμμικτα (από χάλυβα και σκυρόδεμα) με **συνδέσμους δυσκαμψίας,** η **αλληλεπίδραση με τις τοιχοπληρώσεις μπορεί να αγνοείται.**
Επίσης, αν οι τοιχοποιίες αποτελούν μέρος του δομικού συστήματος (**φέρουσα τοιχοποιία**), η ανάλυση και ο σχεδιασμός θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με το **Κεφάλαιο 9** του Ευρωκώδικα, που αφορά "Κτίρια από (φέρουσα) Τοιχοποιία".

Απαιτήσεις

Οι συνέπειες των τοιχοπληρώσεων στην **κανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος** πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.
Επίσης, προσοχή πρέπει να δίνεται στις υψηλές **αβεβαιότητες** που υπεισέρχονται στη συμπεριφορά τους (δηλαδή, τη διακύμανση των μηχανικών τους χαρακτηριστικών και της σύνδεσής τους με το περιβάλλον πλαίσιο, την πιθανή τροποποίησή τους κατά τη διάρκεια της χρήσης της κατασκευής καθώς και τον μη-ομοιόμορφο **βαθμό βλάβης** τους που συμβαίνει κατά τη διάρκεια ενός σεισμού).

Ακόμη, πιθανές δυσμενείς τοπικές επιδράσεις, που οφείλονται στην **αλληλεπίδραση πλαισίου-τοιχοπλήρωσης** θα λαμβάνονται υπόψη (π.χ. διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων, λόγω διατμητικών τάσεων που δημιουργούνται από τις ορθές διαγώνιες τάσεις στις τοιχοποιίες).

Μη-κανονικότητες οφειλόμενες σε τοιχοπληρώσεις

Α. Σε κάτοψη
"Πρέπει να αποφεύγονται έντονα μη-κανονικές και ανομοιόμορφες διατάξεις των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη.Σε περίπτωση σημαντικών τέτοιων δυσμενών διατάξεων σε κάτοψη, πρέπει να χρησιμοποιείται χωρικό μοντέλο. Οι τοίχοι πλήρωσης πρέπει τότε να **συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα** και να γίνεται μια "ανάλυση ευαισθησίας"των τοιχοπληρώσεων, όσον αφορά τη θέση τους και τις ιδιότητές τους. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον έλεγχο των δομικών στοιχείων που βρίσκονται στισπερισσότερο **εύκαμπτες πλευρές** της κάτοψης (τις πλευρές, δηλαδή, που είναι πιο απομακρυσμένες από το σημείο όπου είναι συγκεντρωμένοι οι τοίχοι πλήρωσης) έναντι **στρεπτικών κινήσεων**, που προκαλούνται από τους τοίχους πλήρωσης.Τοιχοπληρώσεις με περισσότερα από ένα ανοίγματα σημαντικών διαστάσεων (π.χ. πόρτα και παράθυρο) θα αγνοούνται.Τέλος, όταν οι τοιχοποιίες δεν είναι κατανεμημένες κανονικά, αλλά όχι τόσο ώστε να αποτελούν σοβαρό παράγοντα μη-κανονικότητας, θα πολλαπλασιάζονται **επί 2,0** τα αποτελέσματα της **τυχηματικής εκκεντρότητας."**

Β. Σε όψη
"Αν υπάρχουν σημαντικές μη-κανονικότητες σε όψη (π.χ. **απότομη μείωση** των τοιχοπληρώσεων σε κάποιον όροφο), τα εντατικά μεγέθη στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία του αντίστοιχου ορόφου θα προσαυξάνονται, πολλαπλασιαζόμενα με έναν **μεγεθυντικό συντελεστή η**, $n = \left(1 + \Delta V_{RW} / \Sigma V_{Ed}\right) \le q$ όπου:

ΔV_{Rw} η συνολική μείωση της αντοχής των τοιχοπληρώσεων στο συγκεκριμένο όροφο, σε σχέση με τον υπερκείμενο όροφο με τις περισσότερες τοιχοπληρώσεις
ΣV_{Ed} είναι το σύνολο των σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων, όλων των κατακόρυφων πρωτευόντων (κύριων) μελών, του εν λόγω ορόφου.

Αν ο συντελεστής αυτός είναι **μικρότερος από 1,1,** δε χρειάζεται να γίνεται τροποποίηση των εντατικών μεγεθών.

Περιορισμός βλαβών των τοιχοπληρώσεων

«Για κατασκευές με τα στατικά συστήματα που προαναφέρθηκαν οποιασδήποτε κατηγορίας (ΚΠΧ, ΚΠΜ και ΚΠΥ),πρέπει να λαμβάνονται **ειδικά μέτρα** για την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας και πρόωρης καταστροφής των τοιχοποιιών, καθώς και μερικής ή ολικής -εκτός του επιπέδου τους-κατάρρευσης **λυγηρών** τοιχοποιιών. Γι' αυτό η λυγηρότητά τους (λόγος της μικρότερης διάστασης μήκους και ύψους προς το πάχος τους) πρέπει να περιορίζεται **κάτω από 15**».
Σχόλια: Αυτός ο περιορισμός δεν υπάρχει στον ΕΑΚ.

3.5 Κριτήρια ασφαλείας

3.5.1 Γενικά

«Για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I, II ή III, οι ακόλουθοι έλεγχοι για τις δύο **Οριακές Καταστάσεις,** που προαναφέρθηκαν (στο υποκεφάλαιο 2.2 του παρόντος-**Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας** (Ultimate Limit States) και **Οριακές Καταστάσεις Περιορισμού Βλαβών(**Damage Limitation States), θεωρείται ότι ικανοποιούνται όταν:
-Η **συνολική τέμνουσα βάσης,** λόγω του σεισμικού σχεδιασμού, υπολογιζόμενη με έναν συντελεστή συμπεριφοράς q ίσο με αυτόν που αντιστοιχεί για κατασκευή **χαμηλής πλαστιμότητας** (§ 2.2.2 του παρόντος) **είναι μικρότερη** από εκείνη που αντιστοιχεί στο συνδυασμό σεισμικών δράσεων για τον οποίο έχει υπολογιστεί το κτίριο ,στα πλαίσια της γραμμικής- ελαστικής ανάλυσης. Αυτή η απαίτηση αναφέρεται στην τέμνουσα δύναμη **ολόκληρου του κτιρίου** στη βάση του.
-Τηρούνται τα "**ειδικά μέτρα**", που αναφέρθηκαν στην § 2.2.4 του παρόντος (με την εξαίρεση εκείνων που αφορούν τον ικανοτικό σχεδιασμό και το σχεδιασμό των κρισίμων περιοχών και των ζωνών απορρόφησης ενέργειας)».

3.5.2.Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Ultimate Limit State

«Η απαίτηση μη-κατάρρευσης (=No-Collapse Requirement) (που αντιστοιχεί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας) θεωρείται ότι έχει ικανοποιηθεί εάν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω (6) συνθήκες :

Συνθήκη Αντοχής
Η παρακάτω συνθήκη ("Βασική Ανίσωση Ασφαλείας") πρέπει να ικανοποιείται **για όλα τα στοιχεία** (συμπεριλαμβανομένων των **συνδέσεων** και των **μη-φερόντων** στοιχείων) :
$E_d \leq R_d$, όπου:
E_d είναι η **τιμή σχεδιασμού** του αποτελέσματος της **σεισμικής** δράσης **(="Δράση Σχεδιασμού")** (π.χ. εντατικό μέγεθος), οφειλόμενη στο βασικό συνδυασμό δράσεων της σεισμικής κατάστασης, συμπεριλαμβανομένων (βλέπε παρακάτω) και των φαινομένων 2ης τάξης. Επίσης, αναφέρεται ότι επιτρέπεται ανακατανομή ροπών, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2, 3 και 4.
R_d είναι η αντίστοιχη "**Αντοχή Σχεδιασμού**" του στοιχείου, όπως προκύπτει από τους κανόνες για το **συγκεκριμένο υλικό** (δηλ χρήση των χαρακτηριστικών τιμών f_k και

των επιμέρους συντελεστών (υλικού) γ_M] και σύμφωνα με τον τύπο δομικού **(στατικού) συστήματος** που χρησιμοποιείται (αυτά περιγράφονται αναλυτικά στα επόμενα, κατά υλικό, κεφάλαια του Ευρωκώδικα-και του παρόντος)

Αν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού εξάγονται από **μη-γραμμική ανάλυση**, η βασική αυτή ανίσωση ασφαλείας θα εφαρμόζεται **σε όρους δυνάμεων,** μόνο για τα **ψαθυρά υλικά.** Για τις **ζώνες απορρόφησης** ενέργειας, που σχεδιάζονται για πλάστιμη συμπεριφορά, η σχέση διατυπώνεται σε **όρους παραμόρφωσης**, με τους αντίστοιχους μερικούς συντελεστές ασφαλείας υλικού (γ_M).

«Φαινόμενα 2^{ης} τάξης (ή φαινόμενα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται **σε όλους τους ορόφους**:

$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \le 0.10$, όπου :

Θ είναι **ο συντελεστής ευαισθησίας για σχετική μετακίνηση των ορόφων** (=interstorey drift sensitivity coefficient)

$\mathbf{P_{tot}}$ η συνολική κατακόρυφη δύναμη από τα φορτία βαρύτητας στον συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

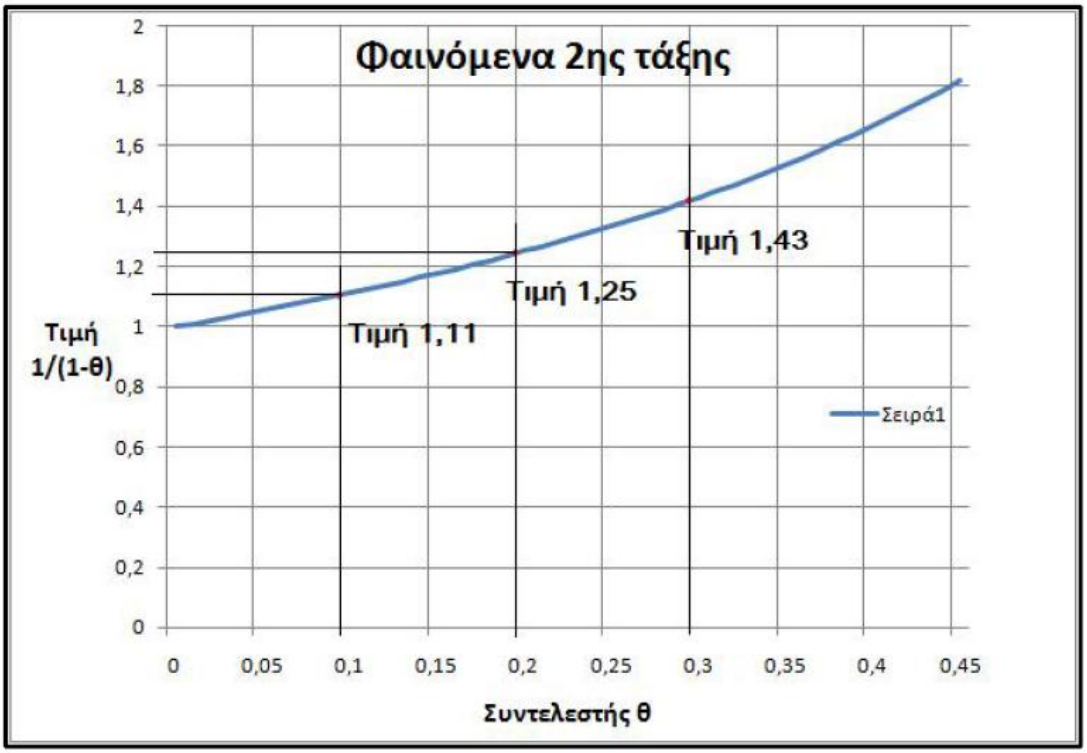
$\mathbf{d_r}$ είναι η σχετική μετακίνηση των ορόφων σχεδιασμού,υπολογιζόμενη ως η **διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων** d_s στην κορυφή και τη βάση του συγκεκριμένου ορόφου (υπολογίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο 4.4.4. "Ανάλυση μετακινήσεων")

$\mathbf{V_{tot}}$ είναι η συνολική τέμνουσα του ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού

H το ύψος μεταξύ των ορόφων.

Αν **0.1‹θ≤0.2** ,τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορουν να λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά,πολλαπλασιάζοντας όλα τα σχετικά εντατικά μεγέθη με το συντελεστή **1/(1-θ).**Η **ανώτατη επιτρεπόμενη** τίμη του συντελεστή θ είναι **0.3**».

Η διακύμανση των τιμών της ποσότητας 1/(1-θ) φαίνεται στο σχήμα.



Εικόνα 3.9: Φαινόμενα 2ης τάξης

Παρατηρούμε δηλαδή ότι διαμορφώνονται **τρεις (3) περιοχές** του συντελεστή θ, για τις οποίες γίνεται **διαφορετική αντιμετώπιση** των φαινομένων 2ης τάξης : (0→0,1), (0,1→0,2) και (0,2→0,3).
Τέλος, αναφέρεται ότι έλεγχος σε **αντοχή σε κόπωση** δεν χρειάζεται να γίνεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Στον **ΕΑΚ** αντίστοιχα, αναφέρονται: «Στις κρίσιμες διατομές όλων των μελών του δομήματος πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας:
$Sd \leq Rd$, όπου:
Sd είναι η ένταση σχεδιασμού, όπως προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων
Rd είναι η αντοχή σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς των αντιστοίχων υλικών, με τις τιμές των μερικών συντελεστών ασφαλείας υλικού (γm) που ισχύουν για τους βασικούς συνδυασμούς των συνήθων δράσεων»
«Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό το σεισμικό συνδυασμό (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται, όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ ,όπως προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση, δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10.

$\theta = \frac{N_{o\lambda}\Delta}{V_{o\lambda}h}$,όπου :

$N_{o\lambda}$,$V_{o\lambda}$ είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τάμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του πρόφου,
Δ η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου.Είναι :
$\Delta = q \cdot \Delta_{\varepsilon\lambda}$, όπου :
q ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση
Δελ είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, όπως προκύπτει για το σεισμικό συνδυασμό από ελαστική ανάλυση (είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, είτε με τη δυναμική μέθοδο).»
«Σε περίπτωση που **0.10 ≤ θ ≤ 0.20** ,η επιρροή 2ας τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη **προσεγγιστικά** με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή **1/(1-θ).** Το θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή **0,20** σε καμία περίπτωση.»

Παρατήρηση: Οι δύο Κανονισμοί δεν παρουσιάζουν **καμία** ουσιώδη διαφορά σε αυτό το σημείο. Ο βασικός έλεγχος αντοχής γίνεται και στις δύο περιπτώσεις με τη "Βασική Ανίσωση Ασφαλείας", που προφανώς έχει την ίδια μορφή, μιας και αυτή έχει εφαρμογή ,όχι μόνο στον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας κατασκευής, αλλά στον γενικότερο σχεδιασμό μιας κατασκευής.(!)

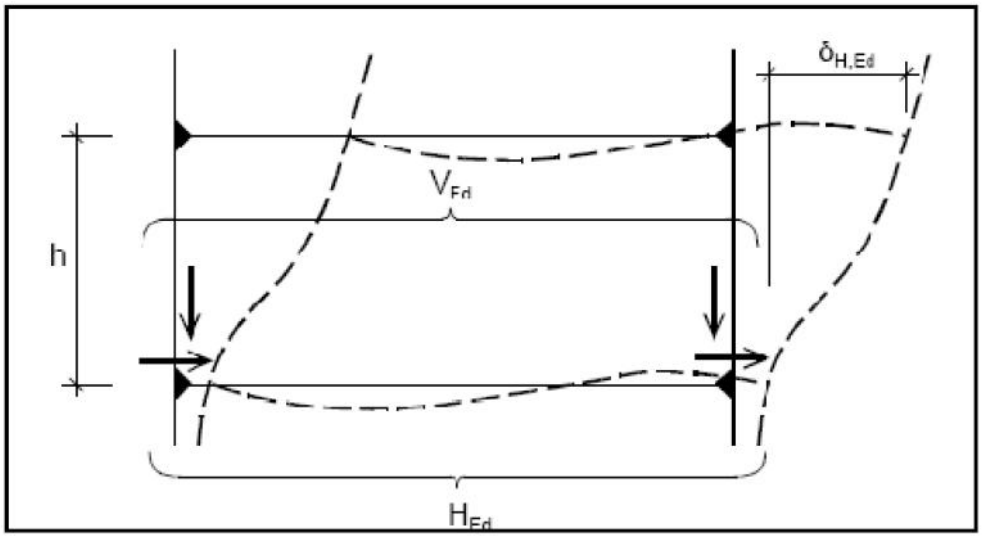
Χρήσιμη είναι επίσης η παρατήρηση ότι ο **Ευρωκώδικας 3** (Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα), στο Μέρος 1-1 (Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για Κτίρια), Κεφ.5,§ 5.2.1 (Επιρροή της παραμορφωμένης γεωμετρίας της κατασκευής) ορίζει το συντελεστή $\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ED}}{V_{ED}}\right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}}\right)$, όπου

H_{Ed} : η τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας αντίδρασης στη βάση του ορόφου στα

οριζόντια φορτία και ισοδύναμα οριζόντια φορτία ,
V_{Ed} :η συνολική κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού της κατασκευής που ασκείται στη βάση του ορόφου ,
$\delta_{H,Ed}$: η σχετική οριζόντια μετατόπιση της οροφής του ορόφου ως προς τη βάση του, όταν το πλαίσιο φορτίζεται με οριζόντια φορτία και ισοδύναμα οριζόντια φορτία και
h: το ύψος του ορόφου, όπως φαίνεται στην Εικόνα 11. Παρατηρούμε ότι πρόκειται για τον αντίστροφο του ανωτέρω συντελεστή ευαισθησίας για σχετική μετακίνηση των ορόφων θ

$$a_{cr} = \left(\frac{H_{E_d}}{V_{Ed}}\right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{\mathrm{H,Ed}}}\right) = 1/\theta = \frac{V_{tot} \cdot h}{P_{tot} \cdot d_r},$$

θέτοντας αντίστοιχα όρια γι'αυτόν. Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι ο συγκεκριμένος συντελεστής έχει **ιδιαίτερη σημασία** ειδικά για τις **κατασκευές από χάλυβα.**
[$\alpha_{cr}=F_{cr}/F_{Ed}$, όπου
F_{cr} το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού για συνολική αστάθεια του φορέα που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες, και
F_{Ed} :η φόρτιση σχεδιασμού της κατασκευής].



Εικόνα 3.10: Επίδραση της παραμορφωμένης γεωμετρίας στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής (Ευρωκώδικας 3)

Γενικά, οι επιρροές 2ας τάξεως αντιμετωπίζονται **βασικά** με τον **ίδιο** τρόπο από τον ΕΑΚ και τον ΕC8. Οι **διαφορές** των δύο κανονισμών είναι:
1.Το όριο για την ανώτατη επιτρεπόμενη τιμή του θ στον ΕC8 είναι **0,30,** ενώ στον ΕΑΚ το **0,20.**
2.Ο ΕC8 αναφέρει ότι η τιμή d_r λαμβάνεται "από τη διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s", ενώ ο ΕΑΚ αναφέρει ότι η $\Delta_{\varepsilon\lambda}$ είναι "μετρούμενη στο επίπεδο του **δυσμενέστερου** περιμετρικού πλαισίου".
3.Η κατακόρυφη δύναμη που καταπονεί τον όροφο, στην περίπτωση του ΕΑΚ είναι η «η **συνολική αξονική δύναμη** των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, υπό το σεισμικό συνδυασμό» ($N_{ολ}$). Κατά τον ΕC8, είναι «η συνολική κατακόρυφή δύναμη

από τα **φορτία βαρύτητας** στον συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν ορόφους, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού» (P_{tot}). Δηλαδή ,σύμφωνα με τη διατύπωση του ΕΑΚ, η κατακόρυφη δύναμη του ορόφου προέρχεται από **το σύνολο** των δράσεων που λαμβάνονται στο σεισμικό συνδυασμό, ενώ κατά τον EC8, η δύναμη αυτή προέρχεται **μόνο από τα φορτία βαρύτητας** (μη σεισμικές δράσεις) που λαμβάνονται στο σεισμικό συνδυασμό. Με άλλα λόγια, η δύναμη Ptot του ΕΚ8 ,σύμφωνα με τη διατύπωσή του, είναι η δύναμη που προέρχεται από τη φόρτιση G+0,3Q, ενώ η αντίστοιχη κατακόρυφη δύναμη του ΕΑΚ, σύμφωνα με τη δικιά του διατύπωση, προέρχεται από τη φόρτιση G+0,3Q+E. Αυτή η διαφορά αποτελεί τη **σημαντικότερη διαφορά** των Κανονισμών σε αυτό το σημείο.

Η διατύπωση του EC8 σε αυτό το σημείο για την περιγραφή της κατακόρυφης δύναμης Ptot είναι "the total gravity load" (=το συνολικό φορτίο βαρύτητας), ενώ, κάνοντας τον αντίστοιχο διαχωρισμό ανάμεσα σε **σεισμικές** και **μη σεισμικές δράσεις** που περιέχονται στο σεισμικό συνδυασμό, όπως θα δούμε παρακάτω, στην ανάλυση των διατάξεων που αφορούν τον **Ικανοτικό Σχεδιασμό,** χρησιμοποιείται η διατύπωση "the action effect due to the **non-seismic** actions included in the combination of actions for the seismic design situation". Η τελευταία αυτή διατύπωση είναι **ορθότερη** και πιο συγκεκριμένη.

Πάντως, η τιμή της κατακόρυφης δύναμης ενός ορόφου καθορίζεται **κυρίως από τις μη σεισμικές δράσεις** (φορτία βαρύτητας), οπότε οι δύο παραπάνω τιμές που υπολογίζονται σύμφωνα με τον κάθε Κανονισμό **δεν διαφέρουν σημαντικά**. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι η μέγιστη τιμή της «συνολικής αξονικής δύναμης των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, υπό το σεισμικό συνδυασμό»($N_{ολ}$), την οποία ορίζει ο ΕΑΚ, προκύπτει από την **κατακόρυφη σεισμική διέγερση.** Τελικά, η συνολική κατακόρυφη δύναμη που δέχεται ο ΕΑΚ Νολ διαφέρει από την αντίστοιχη P_{tot} του EC8 κατά ποσοστό : 13,9% για τον **7ο** όροφο, 13,8% για τον **6ο** όροφο, επίσης 13,8% για τον **5ο** όροφο, 11,5% για τον **4ο** όροφο, 10,4% για τον **3ο** όροφο,10,1% για τον **2ο** όροφο και 9,3% για τον **1ο** όροφο. Η σύγκριση αυτών των δύο δυνάμεων φαίνεται στην Εικόνα 3.11.



Εικόνα 3.11: Σύγκριση των κατακόρυφων δυνάμεων $N_{ολ}$ και P_{tot} που δέχονται οι ΕΑΚ και EC8 αντίστοιχα

Επίσης, προκύπτει τελικά ότι οι τιμές για το συντελεστή θ, δεν επηρεάζονται τόσο από το λόγο P_{tot}/ V_{tot}, όσο από το λόγο d_r/ h **(=interstorey drift/ύψος του ορόφου**) (βλέπε επίσης Κεφ. 9).
Εάν η τιμή του θ που προκύπτει υπερβαίνει τα παραπάνω όρια, θα πρέπει να επανασχεδιασθεί η κατασκευή. Επομένως, ο ΕΑΚ σ' αυτό το σημείο προκύπτει (ελάχιστα) πιο δυσμενής από τον EC8.

Ολική και τοπική πλαστιμότητα (Ικανοτικός Σχεδιασμός)

EC8: "Θα ελέγχεται ότι τόσο τα **δομικά στοιχεία**, όσο και η **κατασκευή σαν σύνολο**, διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα, λαμβάνοντας υπόψη τον αναμενόμενο βαθμό εκμετάλλευσης της πλαστιμότητας, που εξαρτάται από το **επιλεγόμενο στατικό σύστημα** και το **συντελεστή συμπεριφοράς**".
"Οι ειδικές απαιτήσεις που αφορούν τα συγκεκριμένα υλικά ,όπως καθορίζονται στα κεφάλαια **5 ως 9** (του EC8), πρέπει να ικανοποιούνται, που περιλαμβάνουν διατάξεις **"Ικανοτικού Σχεδιασμού**", έτσι ώστε να επιτευχθεί μια "ιεραρχία" των αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων, προς την εξασφάλιση του επιθυμητού σχηματισμού των **πλαστικών αρθρώσεων** και την αποφυγή **ψαθυρών** μορφών αστοχίας." Αυτές οι (γενικές) απαιτήσεις, θεωρείται ότι έχουν ικανοποιηθεί εάν :
α) Οι **πλαστικοί μηχανισμοί** (κατάρρευσης), που προέκυψαν από την ανάλυση **pushover** είναι οι επιθυμητοί.
β) Η συνολική, μεταξύ των ορόφων και τοπικές **απαιτήσεις πλαστιμότητας** (που θα προκύψουν από την ανάλυση **pushover**, με τις δύο διαφορετικές κατανομές οριζόντιων φορτίων, όπως αναφέρθηκε στην §4.4.3.3.1) δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες **("διατιθέμενη πλαστιμότητα").**
γ) Τα **ψαθυρά** στοιχεία παραμένουν στην **ελαστική** περιοχή.
Επίσης, στον Ευρωκώδικα αναφέρεται

"Σε πολυώροφα κτίρια, ο σχηματισμός ενός μηχανισμού "μαλακού ορόφου" πρέπει να αποτρέπεται, καθώς ένας τέτοιος μηχανισμός θα μπορούσε να προκαλέσει **ιδιαίτερα μεγάλες απαιτήσεις σε πλαστιμότητα** στα υποστυλώματα του "μαλακού ορόφου".(Πολύ σημαντικό σημείο του Ευρωκώδικα, καθώς το φαινόμενο αυτό είναι **ιδιαίτερα σύνηθες** στη χώρα μας, όπου και επικρατούν τα κτίρια από **σκυρόδεμα**, και αποτελεί την πιο **κοινή μορφή αστοχίας** σε σεισμούς. Είναι πιθανό να μην προκληθεί **ολική κατάρρευση** της κατασκευής, αλλά και μόνο η κατάρρευση της "πιλοτής" ("μαλακός" όροφος) είναι αρκετή για τη γενικότερη καταστροφή της κατασκευής… Ενδεικτικό είναι το σχήμα που ακολουθεί-Εικόνα 3.12)



Εικόνα 3.12: Φαινόμενο του "μαλακού" ορόφου

"Γι' αυτό το σκοπό, εισάγεται η ακόλουθη συνθήκη, που πρέπει να ικανοποιείται σε κτίρια με πλαισιακό ή ισοδύναμο με **πλαισιακό** σύστημα (κατά τα προαναφερθέντα), και πάνω από δύο ορόφους :

$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$,όπου :

$\sum M_{Rc}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των **<u>υποστυλωμάτων</u>** που συντρέχουν σε έναν κόμβο. (Προσοχή: Θα χρησιμοποιούνται οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων **απομειωμένες λόγω της αξονικής δύναμης** από το σεισμό σχεδιασμού !)
$\sum$ MRb είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των **<u>δοκών</u>** που συντρέχουν στον κόμβο. (Προσοχή :) Όταν χρησιμοποιούνται **ημι-άκαμπτες συνδέσεις** (→EC3, Μέρος 1-8, Κεφάλαιο 5, § 5.2 "Κατάταξη των κόμβων"), οι ροπές αντοχής αυτών των κόμβων **θα λαμβάνονται υπόψη** κατά τον προσδιορισμό του
$\sum M_{Rb}$." "Η παραπάνω ανισότητα θα ελέγχεται **σε κάθε επίπεδο** όπου υπάρχει πλαίσιο, και παραλείπεται ο έλεγχός της στον ανώτατο όροφο".
Επίσης, παρατίθεται η επόμενη <u>σημείωση</u>: "*Μια αυστηρή ερμηνεία της παραπάνω σχέσης, θα απαιτούσε τον υπολογισμό των ροπών στο <u>κέντρο του κόμβου</u>.*

Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ** (στην §4.1.4.1) αναφέρεται: «Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιωτούς φορείς, ο σχηματισμός **μηχανισμού ορόφου** πρέπει να αποκλείεται. Αν δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή ανάπτυξης **πλαστικών αρθρώσεων** στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Για το σκοπό αυτό, με την εξαίρεση των περιπτώσεων που αναφέρονται , <u>τα υποστυλώματα θα ελέγχονται</u> <u>σε κάμψη</u> με αξονική δύναμη, με τις **<u>ροπές ικανοτικού σχεδιασμού (M_{CD}),</u>** αντί για τις ροπές που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Δηλαδή :

$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ec}$

όπου ο συντελεστής α_{CD} (**συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου**), κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστύλωμα, είναι:

$\boldsymbol{\alpha_{CD}} = \gamma_{Rd}\, \Sigma M_{Rd}/|\Sigma M_{Ed}|$ και όπου:

$\boldsymbol{\Sigma M_{Rd}}$ είναι το άθροισμα των τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου, με τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή M_{Ec}

$\boldsymbol{\Sigma M_{Eb}}$ είναι το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών, όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή M_{Ec}

$\boldsymbol{\gamma_{Rd}}$=1,40 ο συντελεστής για τη μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της»

«Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς κοινή φορά δράσης τους πάνω στους κόμβους»

«Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις **διατομές επαφής** τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού, με αντίστοιχη **μείωση** των ικανοτικών ροπών, βάσει των **τεμνουσών δυνάμεων** που θα προκύψουν»

«Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του **υπερκείμενου** κατακόρυφου στοιχείου $\boldsymbol{M_{Ec,1}}$ είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλ.:

$$\left|M_{Ec,1}\right| \geq \left|\sum M_{Eb}\right|,$$

η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση :

$M_{CD,c} = 1.40 \cdot M_{Ec} \geq M_{Sc}$

όπου $\boldsymbol{M_{Sc}}$ είναι η ροπή που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό.

Στην αρχή του σχετικού κεφαλαίου (§ 4.1.4.[5]), αναφέρεται ότι «Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού **δεν απαιτούνται**, όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που **δεν υπερβαίνει** τη μικρότερη από τις τιμές **1.5 ή q/2,** πάντως όχι μικρότερη του 1.0, όπου q οι **μέγιστες τιμές** του συντελεστή συμπεριφοράς q (Πίν. 2.6 ΕΑΚ)».

Τέλος, αναφέρονται οι περιπτώσεις που «**εξαιρούνται** από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα», όπως:

-«ο τελευταίος όροφος και ορθογωνικά τοιχώματα, για κάμψη περί τον ασθενή άξονα αδρανείας τους».

-«οι θέσεις πάκτωσης των κατακόρυφων στοιχείων σε στοιχεία **θεμελίωσης** (πέδιλα ή τοιχώματα υπογείων).Στις περιοχές αυτές δεν είναι δυνατόν να αποφευχθεί η πιθανότητα σχηματισμού πλαστική άρθρωσης. Ο έλεγχος των διατομών των υποστυλωμάτων σε αυτές τις θέσεις γίνεται με ροπή $\boldsymbol{1.35\, M_{Ec}} \geq M_{SC},(\ldots)$ για μείωση των απαιτήσεων πλαστιμότητας».

-«Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων, ο συντελεστής α_{CD} δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς q** που χρησιμοποιήθηκε για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης της (δηλαδή $\boldsymbol{\alpha_{CD} \leq q}$)».

Παρατήρηση : Οι δύο Κανονισμοί έχουν **τελείως διαφορετική αντιμετώπιση** στο θέμα του ικανοτικού σχεδιασμού (εντούτοις, η βασική ιδέα παραμένει ίδια: "**ισχυρό υποστύλωμα-ασθενής δοκός**"). Ο μεν EC8 προτείνει τον

(απλό) έλεγχο $\sum M_{Rc} \geq 1{,}3 \sum M_{Rb}$, ο οποίος καθορίζει τη σχέση που πρέπει να έχουν οι ροπές αντοχής, **υποστυλωμάτων** και **δοκών**. Αντίθετα, ο ΕΑΚ αυτό τον περιορισμό τον πετυχαίνει έμμεσα, "αυξάνοντας" τη ροπή αντοχής για την οποία πρέπει να σχεδιαστεί **το υποστύλωμα** μόνο ("ελέγχεται σε κάμψη με αξονική δύναμη με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού"), και η **επακόλουθη** σχέση του με τις ροπές των δοκών προκύπτει ως συνέπεια αυτής.

Η αύξηση αυτή της ροπής αντοχής του υποστυλώματος (στον ΕΑΚ), λαμβάνει υπόψη της τη σχέση μεταξύ **ροπής αντοχής** των δοκών με τις **δρώσες ροπές** των ιδίων δοκών, κάτι που δεν γίνεται στον EC8.Τελικά ο ΕΑΚ προκύπτει **πολύ πιο δυσμενής (συντηρητικός)** από τον EC8, αλλά ο Ευρωκώδικας είναι απλούστερος.

Συνθήκη ισορροπίας

EC8: «Η κατασκευή θα είναι **σταθερή** (συμπεριλαμβανομένων των ελέγχων για **ανατροπή και ολίσθηση**) στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Σε ειδικές περιπτώσεις, η ισορροπία μπορεί να ελέγχεται με ενεργειακές μεθόδους ή με γεωμετρικά μη-γραμμικές μεθόδους, με τη σεισμική δράση να αναπαριστάται ως χρονο-ιστορία (επιταχύνσεων π.χ.)».
Αν και στον **ΕΑΚ** δεν αναφέρεται ρητά, το παραπάνω είναι προφανής απαίτηση κάθε Αντισεισμικού Κανονισμού.

Αντοχή των οριζόντιων διαφραγμάτων

EC8: «Τα διαφράγματα και οι **οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας** πρέπει να μπορούν να μεταβιβάσουν, με επαρκή **υπεραντοχή**, την ένταση από τη σεισμική δράση σχεδιασμού στα **κατακόρυφα** δομικά στοιχεία με τα οποία συνδέονται.Προς αυτό το σκοπό, στους αντίστοιχους ελέγχους αντοχής, τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης στο διάφραγμα που προκύπτουν από την ανάλυση, θα **πολλαπλασιάζονται** με **έναν συντελεστή υπεραντοχής** (overstrength factor) γ_d **μεγαλύτερο του 1,0.**
«Οι συνιστώμενες τιμές» (οι οποίες τελικά **υιοθετούνται** από το Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας) «για **ψαθυρές** μορφές αστοχίας, (όπως π.χ. για διάτμηση σε διαφράγματα από σκυρόδεμα) είναι 1,3 ,ενώ για **πλάστιμες** μορφές αστοχίας είναι **1,1**». Ειδικά για διαφράγματα από **οπλισμένο σκυρόδεμα,** ο Ευρωκώδικας παραπέμπει στο σχετικό **Κεφάλαιο 5**.
Ο **ΕΑΚ**, στο Παράρτημα Γ (Ειδικοί Κανόνες Εφαρμογής για φέροντα Στοιχεία από Χάλυβα) § Γ.7 **(«Διαφράγματα - Οριζόντιοι Δικτυωτοί Σύνδεσμοι»)** για τον ίδιο συντελεστή (υπεραντοχής του διαφράγματος) προτείνει την τιμή **1,50**. Σ' αυτό το σημείο, ο **ΕΑΚ** προκύπτει δηλαδή **ελαφρώς αυστηρότερος** από τον **Ευρωκώδικα**.

Αντοχή της θεμελίωσης

Γενικότερα αρμόδιο είναι το **Μέρος 5 του EC8.**
Στον **ΕΚ8** ορίζεται : «Τα εντατικά μεγέθη για τα οποία θα σχεδιάζεται κάθε στοιχείο της θεμελίωσης θα λαμβάνονται με "**ικανοτικούς ελέγχους**", λαμβάνοντας υπόψη τους, δηλαδή, τις **υπεραντοχές**. Εντούτοις, δεν χρειάζεται να υπερβαίνουν τις αντίστοιχες τιμές που λαμβάνονται για **ελαστική** απόκριση της κατασκευής (**q=1,0**). Προς αυτό το σκοπό, για θεμελιώσεις μεμονωμένων στοιχείων, χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση :

$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd}\, \Omega\, E_{F,E}$,

όπου :

γ_{Rd} ο παράγοντας υπεραντοχής, ο οποίος παίρνει την τιμή 1,0 για $q \leq 3$ ή ίσος με 1,2 σε κάθε άλλη περίπτωση.

$E_{F,G}$ είναι το υπόψη εντατικό μέγεθος από τις μη-σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού δράσεων.

$E_{F,E}$ είναι το ίδιο εντατικό μέγεθος που αποκτάται κατευθείαν από την ανάλυση (με τη σεισμική δράση σχεδιασμού)

Ω είναι η τιμή του λόγου **$(R_{di}/E_{di}) \leq q$** της **ζώνης απορρόφησης** ενέργειας ή του στοιχείου i της κατασκευής, που έχει τη **μεγαλύτερη επίδραση** στο υπόψη μέγεθος E_F ,όπου:

R_{di} η αντοχή σχεδιασμού της ζώνης ή του στοιχείου i

E_{di} η τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στη ζώνη ή το στοιχείο i, κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Το **Ω** παίρνει τις **ακόλουθες μορφές** ανάλογα με το **δομικό σύστημα** και το υλικό που χρησιμοποιείται:

-Για θεμελιώσεις **τοιχωμάτων** ή υποστυλωμάτων πλαισίων **καμπτικής λειτουργίας,** το Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου **M_{Rd}/ M_{Ed}** (σε οποιαδήποτε εκ των δύο κυρίων διευθύνσεων) στην πλησιέστερη στη θεμελίωση διατομή, όπου ενδέχεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

-Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με κεντρικούς (χιαστί) **συνδέσμους δυσκαμψίας ,**Ω είναι ο ελάχιστος λόγος **$N_{pl,Rd}/ N_{Ed}$** μεταξύ όλων των εφελκυόμενων διαγωνίων του πλαισίου.(εκεί δηλαδή, που γίνεται η απορρόφηση ενέργειας)

-Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με **έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας**, Ω είναι η ελάχιστη τιμή των λόγων **$V_{pl,Rd}/ V_{Ed}$** μεταξύ όλων των ζωνών διατμητικής πλαστικοποίησης [=ζώνη στην οποία υπάρχει η πρόβλεψη, η απορρόφηση ενέργειας να συμβαίνει με διαρροή σε διάτμηση] ή **$M_{pl,Rd}/ M_{Ed}$** μεταξύ όλων των (ζωνών) πλαστικών αρθρώσεων (στις δοκούς) του πλαισίου.

Οι ικανοτικοί αυτοί έλεγχοι **δεν χρειάζεται** να γίνονται σε περίπτωση κατασκευών που έχουν υπολογιστεί με **συντελεστή q,** που αντιστοιχεί σε κατασκευές **χαμηλής πλαστιμότητας** (low-dissipative). Ακόμη, στην περίπτωση που έχουμε **κοινή θεμελίωση** για περισσότερα από ένα κατακόρυφα στοιχεία (εδράζονται δηλαδή στο ίδιο στοιχείο της θεμελίωσης) [π.χ. πεδιλοδοκούς, γενικές κοιτοστρώσεις ή ακόμα μεμονωμένο πέδιλο (με ή χωρίς συνδετήριες δοκούς) για δύο ή περισσότερα θεμέλια], ο ανωτέρω ικανοτικός έλεγχος γίνεται με το **Ω** να προκύπτει από το κατακόρυφο στοιχείο με τη **μεγαλύτερη δρώσα τέμνουσα δύναμη** ή, εναλλακτικά, αν τεθεί **Ω=1** ,και η τιμή του παράγοντα υπεραντοχής **γ_{Rd}** αυξηθεί σε **1,4**.

Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ**, στο Κεφάλαιο του 5 («Θεμελιώσεις,Αντιστηρίξεις, Γεωκατασκευές»), § 5.2.2 ορίζεται ότι: «Οι δράσεις σχεδιασμού S_{Fd} , σε στοιχείο θεμελίωσης, θα υπολογίζονται εν γένει με βάση την **υπεραντοχή του πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής** που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης, ως εξής :

$S_{Fd}=S_v+\alpha_{CD}\cdot S_E$,

όπου:

S_v είναι η τιμή του εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των **μη-σεισμικών δράσεων** του σεισμικού συνδυασμού

$\mathbf{S_E}$ είναι η τιμή του **ίδιου μεγέθους,** η προερχόμενη από τη **σεισμική δράση**, στην οποία αντιστοιχεί η **σεισμική ροπή** που χρησιμοποιείται για τον **προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{CD}** ,όπως φαίνεται στην ακόλουθη παράγραφο.»
«Σε θεμελιώσεις μεμονωμένων υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων, ο **συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD}** θα υπολογίζεται, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού από τη σχέση :

$\alpha CD=1.20\cdot MR/ME - MV/ME \leq q$,
όπου:
M_R και M_E είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στην **πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης**, **στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο θεμελίωσης.**
M_V η ροπή από το σύνολο των **μη-σεισμικών φορτίσεων** του συνδυασμού.»
«Σε θεμελίωση **δικτυωτού συνδέσμου χαλύβδινου φορέα**, στον οποίο πλάστιμο στοιχείο είναι η εφελκυόμενη διαγώνιος, η τιμή του α_{CD} θα λαμβάνεται σύμφωνα με την §5.6.4 του Κεφ.5 του παρόντος (δηλαδή :
$a_{cd} = \frac{\left(1.20 \cdot N_{Pdi} - N_{vdi}\right)}{N_{Edi}} \leq q$) ».

Ο ΕΑΚ επίσης προσθέτει: «Στη **χωρική επαλληλία** για τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο και την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο, για τις δράσεις σχεδιασμού στοιχείων θεμελίωσης, επιτρέπεται στους όρους που πολλαπλασιάζονται με **συντελεστή λ=0.3** να χρησιμοποιείται η τιμή **α_{CD}=1.0**».

Παρατήρηση: Και πάλι, η γενικότερη φιλοσοφία για το σχεδιασμό στοιχείων θεμελίωσης είναι **ίδια** στους δύο Κανονισμούς (κοινή δηλαδή, η απαίτηση **ικανοτικού ελέγχου**), με κάποιες **μικροδιαφορές** και πάλι στη διατύπωση και στον τρόπο υπολογισμού του ικανοτικού συντελεστή α_{CD} (στον EC8 **δεν** υπεισέρχεται στον υπολογισμό το μέγεθος υπό τις **μη-σεισμικές δράσεις**). Σημαντικότερο σημείο του EC8 που **δεν υπάρχει στον ΕΑΚ** είναι η πρόβλεψη και διευκρίνιση της **μορφής** που λαμβάνει ο συντελεστής **$\Omega=(R_{di}/E_{di})\leq q$** στην περίπτωση θεμελιώσεων υποστυλωμάτων πλαισίων με **έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας** (όπου ανάλογα με το αν έχουμε "βραχύ" ή "μακρύ" σύνδεσμο (όπως αναλύεται στο Κεφ.5), ο συντελεστής Ω είναι ο λόγος $\mathbf{V_{pl,Rd}/\ V_{Ed}}$ για την πρώτη περίπτωση (όταν η απορρόφηση ενέργειας συμβαίνει με διαρροή σε διάτμηση) και $\mathbf{M_{pl,Rd}/M_{Ed}}$ στη δεύτερη περίπτωση (όπου η απορρόφηση ενέργειας συμβαίνει με καμπτική διαρροή-πλαστικές αρθρώσεις).

Συνθήκη σεισμικού αρμού

EC8: «Τα κτίρια γενικά θα πρέπει να προστατεύονται από προσκρούσεις που προκαλείται απ' το σεισμό από **γειτονικές** κατασκευές ή **μεταξύ στατικά ανεξάρτητων μονάδων** του ίδιου κτιρίου.»«Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται:
-Για κτίρια ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες, που **δεν ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία,** όταν η απόσταση από τη γραμμή που αποτελεί το όριο της ιδιοκτησίας μέχρι τα πιθανά σημεία πρόσκρουσης δεν είναι μικρότερη από τη **μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του κτιρίου** στο αντίστοιχο επίπεδο, υπολογιζόμενη ως ds= qd · de (όπως είδαμε στη σχετική παράγραφο 4.4.4).
-Για κτίρια ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες που ανήκουν **στην ίδια ιδιοκτησία,** όταν η απόσταση μεταξύ τους δεν είναι μικρότερη από την τετραγωνική ρίζα του

αθροίσματος των τετραγώνων (κανόνας **SRSS**)των **μέγιστων οριζόντιων μετατοπίσεων** των δύο κτιρίων ή μονάδων, στο σχετικό επίπεδο, επίσης υπολογιζόμενη όπως πριν (§4.4.4).» «Εάν υπάρχει **σύμπτωση ορόφων** (οι όροφοι του ενός είναι στην ίδια στάθμη με του άλλου) μεταξύ του σχεδιαζόμενου και του γειτονικού κτιρίου (ή στατικά ανεξάρτητης μονάδας), η παραπάνω ελάχιστη απόσταση μπορεί να απομειωθεί πολλαπλασιαζόμενη με **0,7.»**

ΕΑΚ: Στο Κεφάλαιο 4, **§4.1.7.2** του Κανονισμού, αναφέρεται : «Πρέπει να λαμβάνονται **μέτρα προστασίας**, τόσο του υπό μελέτη όσο και του **υφιστάμενου** κτιρίου, από δυσμενείς συνέπειες **προσκρούσεων** κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης.»

«Οι συνέπειες μπορεί να είναι **ιδιαίτερα δυσμενείς** όταν υπάρχει πιθανότητα **εμβολισμού υποστυλωμάτων** του ενός κτιρίου **από πλάκες** ή άλλα στοιχεία του παρακείμενου. Στην περίπτωση αυτή, προστατευτικό μέτρο είναι η πρόβλεψη **σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού**.»

«Αν δε γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, ο **σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού** μπορεί να έχει εύρος ίσο με την **τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μεγίστων σεισμικών μετακινήσεων** ($\Delta=q\cdot\Delta_{ελ}$) των δύο κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων (Συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα). Αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση των μετακινήσεων του υφιστάμενου κτιρίου, μπορούν να ληφθούν **ίσες** με τις αντίστοιχες του υπό μελέτη κτιρίου.»

«Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν **δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού** υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση το συνολικό αριθμό των **υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων** ως εξής:
4 cm για επαφή μέχρι και **3** ορόφους
8 cm για επαφή από **4** έως **8** ορόφους
10 cm για επαφή σε περισσότερους από **8** ορόφους.»
«Στους **υπόγειους** ορόφους δεν είναι υποχρεωτική η πρόβλεψη αντισεισμικού αρμού.»

Σχόλια: Γενικά, η αντιμετώπιση τυχόν προσκρούσεων γειτονικών κτιρίων κατά τη σεισμική απόκριση γίνεται με **παρόμοιο** τρόπο από τους δύο Κανονισμούς. Ωστόσο, παρατηρούνται κάποιες **μικρές διαφορές**.
Στην **1η περίπτωση,** όπου οι όροφοι των γειτονικών κτιρίων **δεν** είναι στην ίδια στάθμη, αφενός μεν και οι δύο Κανονισμοί προτείνουν τη μέθοδο **SRSS** για την εκτίμηση της **πιθανότητας** εκδήλωσης των μετακινήσεων των δύο κτιρίων **ταυτόχρονα** στη **μέγιστή τους τιμή**, αλλά ο **EC8** είναι και πάλι **πιο συγκεκριμένος,** κάνοντας διάκριση δύο (υπό)περιπτώσεων όπου τα δύο κτίρια δεν ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία ή βρίσκονται στην ίδια ιδιοκτησία.
Όταν και τα δύο κτίρια βρίσκονται **στην ίδια** ιδιοκτησία, οπότε οι μετακινήσεις τους θα είναι γνωστές, η εφαρμογή του κανόνα SRSS μπορεί και πάλι να εφαρμοστεί (με τον ίδιο τρόπο σε ΕΑΚ και EC8). Όταν όμως τα δύο κτίρια **δεν ανήκουν** στην ίδια ιδιοκτησία, ο μεν EC8 προτείνει απλώς η απόσταση της **γραμμής που διαχωρίζει τις ιδιοκτησίες** από τα πιθανά σημεία πρόσκρουσης να είναι μεγαλύτερη από τη **μέγιστη οριζόντια μετακίνηση** του υπό μελέτη κτιρίου, ενώ ο **ΕΑΚ** προτείνει και πάλι εφαρμογή του κανόνα **SRSS** με τις μετακινήσεις του **υφιστάμενου** κτιρίου, αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση, να λαμβάνονται ίσες με τις μετακινήσεις του υπό μελέτη κτιρίου. Αυτό αν και εκ πρώτης όψης μπορεί να είναι εντελώς **εκτός πραγματικότητας** (αφού το υφιστάμενο κτίριο, εφόσον δε γίνεται μελέτη, μπορεί να

είναι πολύ πιο "**εύκαμπτο**" και να έχει πολύ μεγαλύτερες οριζόντιες μετακινήσεις), παρέχει μάλλον **πιο μεγάλο βαθμό προστασίας** από πιθανές συγκρούσεις.
Στη **2η περίπτωση**, όπου οι στάθμες των ορόφων των δύο κτιρίων βρίσκονται στην **ίδια στάθμη**, άρα **δεν** υπάρχει κίνδυνος **εμβολισμού** των υποστυλωμάτων, ο μεν **EC8** μειώνει την προηγούμενη ελάχιστη απόσταση, πολλαπλασιάζοντάς την με **0,7** , ενώ ο **ΕΑΚ** προτείνει την πρόβλεψη **αρμού** πάχους που είναι **ανεξάρτητο** από τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις και εξαρτάται μόνο από τον **αριθμό των εν επαφή ορόφων.** Αυτό ενδεχομένως είναι **υπέρ της ασφαλείας**, πάντως εξαρτάται απ' τις εκάστοτε υπολογιζόμενες μετακινήσεις.

3.5.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών
(=Damage Limitation State, παρ. 4.4.3 του EC8)

EC8: «Η απαίτηση περιορισμού των βλαβών (=Damage Limitation Requirement), που αντιστοιχεί στην Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών, θεωρείται ότι ικανοποιείται, όταν, υπό έναν σεισμό που έχει **μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης** από το σεισμό σχεδιασμού (ο οποίος αντιστοιχεί στην «απαίτηση μη-κατάρρευσης), οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (interstorey drifts) βρίσκονται εντός των ορίων που ορίζονται στην αμέσως επόμενη παράγραφο»

Περιορισμός της σχετικής μετάθεσης των πλακών
(παρ. 4.4.3.2 του ΕΚ8).

Προβλέπονται τα παρακάτω όρια:
α) Για κτίρια που περιέχουν μη-δομικά στοιχεία από ψαθυρά υλικά: $d_r \cdot \nu \leq 0{,}005 \cdot h$
β) Για κτίρια με πλάστιμα μη-δομικά στοιχεία: $d_r \cdot \nu \leq 0{,}0075 \cdot h$
γ) Για κτίρια που έχουν μη-δομικά στοιχεία, τοποθετημένα έτσι ώστε να μην αλληλεπιδρούν με τα φέροντα στοιχεία (δεν τα επηρεάζουν και δεν επηρεάζονται από αυτά) ή για κτίρια χωρίς μη-δομικά στοιχεία: $d_r \cdot \nu \leq 0{,}010 \cdot h$,
όπου:
d_r η σχετική μετακίνηση σχεδιασμού μεταξύ των ορόφων (όπως ορίστηκε στην § 4.5.2)
h το ύψος του ορόφου
ν ο **μειωτικός συντελεστής** που λαμβάνει υπόψη τη **μικρότερη περίοδο** επαναφοράς (T_{DLR}) σεισμικής δράσης που σχετίζεται με την «απαίτηση περιορισμού των βλαβών».
Επίσης, σύμφωνα με τον EC8: «Ο μειωτικός αυτός συντελεστής (που πρωτοαναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3) εξαρτάται από την **κατηγορία σπουδαιότητας** της κατασκευής και μπορεί επίσης να διαφοροποιείται στις διάφορες **ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας** της χώρας, λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές συνθήκες σεισμικότητας. Μπορεί να εξαρτάται επίσης απ' το **βαθμό προστασίας της ιδιοκτησίας** που υιοθετείται κάθε φορά» Οι τιμές που προτείνονται απ' τον EC8 και τελικά υιοθετούνται από το Εθνικό Προσάρτημα είναι **ν=0,4** για τις κατηγορίες σπουδαιότητας ΙΙΙ και IV και **ν=0,5** για τις κατηγορίες σπουδαιότητας Ι και ΙΙ (Πίνακας 3).

Σύντομη περιγραφή	Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής Σπουδαιότητας κατά EC8	Συντελεστής ν
Κτίρια μικρής σημασίας (αγροτικά οικήματα κλπ.)	I	γ_I=0.8	ν=0.5
Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων κλπ.	II	γ_I=1.0	
Σχολεία κλπ.	III	γ_I=1.2	ν=0.4
Νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί κλπ.	IV	γ_I=1.4	

Πίνακας 3.3: Μειωτικός Συντελεστής "ν" για την Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών

(→Η τιμή ν=0.4 προφανώς είναι πιο «ευνοϊκή» από την ν=0.5).

Ο **ΕΑΚ** αντίστοιχα προβλέπει :

«Σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία θα ελέγχεται ότι η **γωνιακή παραμόρφωση**, σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της **σχετικής στροφής** των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα, δεν υπερβαίνει την τιμή **0.005.** Όταν ο οργανισμός πλήρωσης είναι **λιγότερο ευαίσθητος** σε διατμητική παραμόρφωση (χωρίσματα με μεταλλικό σκελετό, υαλοστάσια κλπ.), η γωνιακή παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή **0.007.»**

«Ο έλεγχος θα γίνεται με τιμές των μετακινήσεων που προκύπτουν από την **ελαστική σεισμική ανάλυση**, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3, πολλαπλασιασμένες επί το λόγο **q/2.50** που δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερος του **1.00**. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε σεισμό μικρότερης έντασης και **μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης** από το σεισμό σχεδιασμού»

Η **προσέγγιση** που ακολουθείται από τους **δύο Κανονισμούς** και σε αυτό το σημείο είναι η **ίδια**. Δηλαδή, για τον περιορισμό των βλαβών στον **οργανισμό πλήρωσης** [«μη-δομικά» στοιχεία κατά τον EC8 (=non- structural)] (π.χ. τοιχοποιία), πρέπει η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων ($\gamma=\Delta_{\varepsilon\lambda}/h$), δηλαδή η σχετική μετατόπιση των πλακών προς το ύψος του ορόφου να μην υπερβαίνει κάποια όρια (δες Κεφάλαιο 3). Αυτός ο έλεγχος όμως δε γίνεται για το σεισμό σχεδιασμού, αλλά για έναν **«σεισμό μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης πιθανότητας εμφάνισης**[17]» (αυτή η θεώρηση ακολουθείται τόσο από τον Ευρωκώδικα, όσο και από τον ΕΑΚ). Τον σεισμό δηλαδή που αντιστοιχεί την **Οριακή Κατάσταση Περιορισμού των Βλαβών** (Damage Limitation State) που με τη σειρά της συνδέεται με την «Απαίτηση περιορισμού βλαβών» (=Damage Limitation Requirement), (βλέπε Κεφάλαιο 1, §1.5.1 Θεμελιώδεις απαιτήσεις) για την οποία η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης σε 10 χρόνια είναι $\mathbf{P_{DLR}=10\%}$ (όπως είδαμε) που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης T_{DLR} **=95 χρόνια.** Ο τρόπος που επιτυγχάνεται αυτό στους δύο Κανονισμούς διαφέρει.

Δηλαδή, ο μεν **ΕΑΚ** πολλαπλασιάζει τις μετακινήσεις που προκύπτουν από την ελαστική σεισμική ανάλυση επί το λόγο **q/2,50**, και έπειτα θεωρεί ότι η τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης για την οποία γίνεται ο έλεγχος υπολογίζεται με αυτές τις τιμές των μετακινήσεων.

Ο δε EC8 κάνει λόγο για «περιορισμό των **σχετικών μετακινήσεων των ορόφων»** (=Limitation of Interstorey Drift), σε σχέση όμως και με το ύψος h του ορόφου, δηλαδή ουσιαστικά και πάλι τελικά περιορίζουμε τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων. Τη μειωμένη ένταση της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί σε αυτήν την Οριακή Κατάσταση Περιορισμού των Βλαβών λαμβάνει υπόψη εισάγοντας το **μειωτικό συντελεστή ν,** οι τιμές του οποίου όμως διαφοροποιούνται ανάμεσα σε **0,5** για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II και **0,4** για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV. (όπως επίσης είδαμε).

Τελικά, και οι δύο Κανονισμοί **περιορίζουν τελικά τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων**, απλά ενώ αυτά τα όρια είναι «σταθερά» στον ΕΑΚ (για τον ίδιο τύπο μη-δομικού στοιχείου), στον EC8 επηρεάζονται και από την **κατηγορία σπουδαιότητα**ς της κατασκευής.

---

[17] Συχνά αναφέρεται και ως «σεισμός λειτουργικότητας»
→Υπενθυμίζουμε την εισαγωγή ενός **επιπρόσθετου ορίου του EC8** για «κτίρια που έχουν μη-δομικά στοιχεία τοποθετημένα με τρόπο που **να μην αλληλεπιδρούν** με τις παραμορφώσεις του φέροντος οργανισμού ή για κτίρια που **δεν έχουν καθόλου μη-δομικά στοιχεία**», το οποίο είναι προφανώς μεγαλύτερο από τα προηγούμενα δύο (για «ψαθυρά» και «πλάστιμα» μη- δομικά στοιχεία) και δεν υπάρχει στον ΕΑΚ.

Σύγκριση των ορίων που θέτει κάθε Κανονισμός

Ένας τρόπος για να συγκρίνουμε τη γωνιακή παραμόρφωση του ΕΑΚ με την «ισοδύναμη γωνιακή παραμόρφωση» του EC8, είναι να εισάγουμε την ποσότητα $\gamma^* = \frac{d_r}{h} = \frac{q\Delta_{\varepsilon\lambda}}{h}$, που είναι μία «τροποποιημένη» γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου που προκύπτει από τις **τελικές** τιμές των μετακινήσεων q $\Delta_{\varepsilon\lambda}$ (q: ο **συντελεστής συμπεριφοράς** που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση. Εκτελούμε δηλαδή το **μετασχηματισμό** [π.χ. για το πρώτο όριο που αφορά τα **ψαθυρά μη-δομικά στοιχεία** ή αλλιώς «**οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία**» (σύμφωνα με τον ΕΑΚ)]:

$d_r \cdot \nu \le 0.005 \cdot h \Rightarrow \gamma^* = \frac{d_r}{h} \le \frac{0.005}{\nu}$ στην περίπτωση του EC8 και

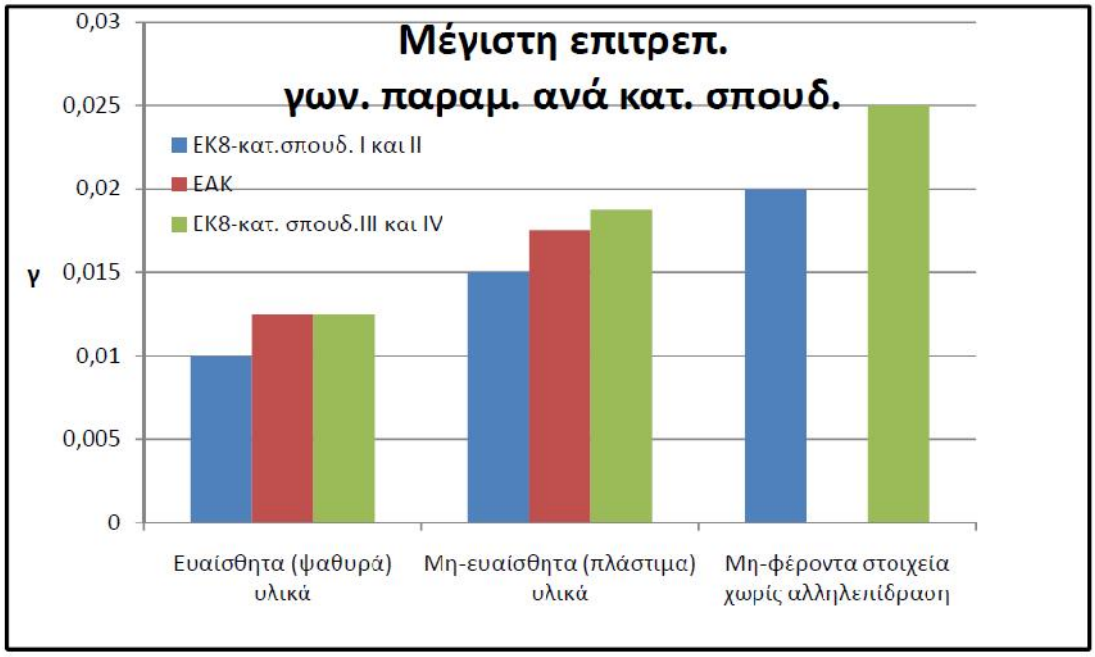
$\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{\varepsilon\lambda}}{2.5 \cdot h} \le 0.005 \Rightarrow \gamma^* = \frac{d_r}{h} \le 0.0125 = 2.5 \cdot 0.005$ στην περίπτωση του ΕΑΚ.

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία για όλα τα όρια (ανάλογα τον τύπο του μη δομικού στοιχείου) **και για δύο πιθανές τιμές του συντελεστή ν,** προκύπτει ο ακόλουθος Πίνακας 3.1 και το διάγραμμα της Εικόνας 3.13

	Τιμή του ν	EC8	ΕΑΚ	i.c.[18]
Ευαίσθητα (ψαθυρά) υλικά	0,5	0,01	0,0125	I,II
Μη-ευαίσθητα (πλάστιμα) υλικά		0,015	0,0175	
Μη-φέροντα στοιχεία χωρίς αλληλεπίδραση		0,02	0	
Ευαίσθητα (ψαθυρά) υλικά	0,4	0,0125	0,0125	III, IV
Μη-ευαίσθητα (πλάστιμα) υλικά		0,01875	0,0175	
Μη-φέροντα στοιχεία χωρίς αλληλεπίδραση		0,025	0	

Πίνακας 3.4: Σύγκριση των ορίων που θέτει κάθε Κανονισμός για τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων

[18] Κατηγορία σπουδαιότητας (Importance Class)



Εικόνα 3.13: Μέγιστη επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου κατά ΕΑΚ (ένα όριο για όλες τις κατηγορίες σπουδαιότητας) και κατά EC8 (δύο περιπτώσεις ορίων ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας)

Για να συγκρίνουμε τις τιμές που δίνουν οι δύο Κανονισμοί, παραθέτουμε το ακόλουθο **παράδειγμα:** Έστω ότι πρόκειται για **μεταλλική κατασκευή**, με **έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας** (→q=4.0 ,τόσο κατά ΕΑΚ, όσο και κατά EC8 για κατηγορία πλαστιμότητας DCM) και κατηγορίας σπουδαιότητας ΙΙ κατά EC8 (→γ_I=1.0 , **ν=0.5**)
(Υπενθυμίζουμε εδώ ότι, τόσο κατά ΕΑΚ, όσο και κατά EC8 οι **πραγματικές** μετατοπίσεις του κτιρίου προκύπτουν ως :$\Delta_{πρ}=q\cdot\Delta_{ελ}$,όπου q ο **συντελεστής συμπεριφοράς** που χρησιμοποιείται στην ανάλυση και $\Delta_{ελ}$ οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από την **ελαστική σεισμική ανάλυση**).

1.Για την περίπτωση **ευαίσθητων** προσαρτημάτων (από "ψαθυρά υλικά" κατά EC8,τοιχοποιίες κατά ΕΑΚ) :

EC8 : $d_r \cdot \nu \le 0.005 \cdot h \Rightarrow \gamma = \frac{d_r}{h} \le \frac{0.005}{\nu} = 0.010$

ΕΑΚ : $\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{\varepsilon\lambda}}{2.5 \cdot h} \le 0.005 \Rightarrow \frac{d_r}{h} \le 0.0125$

Προκύπτει έτσι διαφορά : (0.0125-0.010)/0.010=**25%** πιο δυσμενής ο EC8.

2.Για την περίπτωση **λιγότερο ευαίσθητων** οργανισμών πλήρωσης ("πλάστιμα" μη-δομικά στοιχεία κατά EC8) :

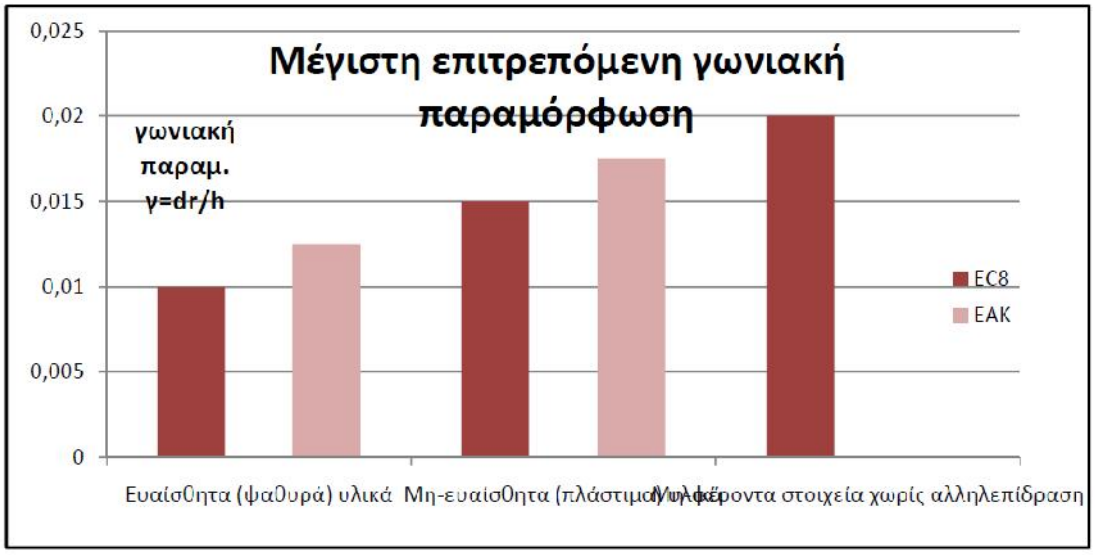
EC8: $d_r \cdot V \le 0.0075 \cdot h \Rightarrow \gamma = \frac{d_r}{h} \le \frac{0.0075}{\nu} = 0.015$

ΕΑΚ : $\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{\varepsilon\lambda}}{2.5 \cdot h} \le 0.007 \Rightarrow \frac{d_r}{h} \le 0.0175$

Δηλαδή διαφορά κατά $\left(0.0175 - 0.015\right) / 0.015 \approx 16.67\%$ πιο δυσμενής ο EC8.

Ο EC8 θέτει **επιπλέον** και το όριο $d_r \cdot V \le 0.010 \cdot h \Rightarrow \gamma = \frac{d_r}{h} \le \frac{0.010}{\nu} = 0.020$

όταν **δεν** υπάρχουν καθόλου μη-φέροντα στοιχεία. Τα παραπάνω συνοψίζονται στο ακόλουθο διάγραμμα:



Σχήμα 3.14.: Όρια για τη γωνιακή παραμόρφωση κατά ΕΑΚ και EC8

4ο Κεφάλαιο:
ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
(Κεφ. 5 του EC8)

1 ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

4.1 Γενικά

4.1.1 Πεδίο εφαρμογής

(1)P Το Κεφάλαιο **5** έχει εφαρμογή σε **μελέτες κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα** σε σεισμικές περιοχές, τα οποία παρακάτω ονομάζονται κτίρια από σκυρόδεμα. Περιλαμβάνονται τόσον επιτόπου μονολιθικά σκυροδετούμενα όσον και προκατασκευασμένα κτίρια.

(2)P Κτίρια από σκυρόδεμα που χρησιμοποιούν πλαίσια με ζυγώματα από πλάκες χωρίς δοκούς ως κύρια σεισμικά στοιχεία σύμφωνα με την **4.2.2** δεν καλύπτονται πλήρως από το παρόν Κεφάλαιο.

(3)P Για την μελέτη κτιρίων από σκυρόδεμα ισχύει το ΕΝ 1992-1-1:2004. Οι κανόνες που ακολουθούν είναι πρόσθετοι σε αυτούς του ΕΝ 1992-1-1:2004.

4.1.2 Όροι και ορισμοί

(1) Οι ακόλουθοι όροι χρησιμοποιούνται στο **Κεφάλαιο 5** με την ακόλουθη σημασία:

κρίσιμη περιοχή
περιοχή κύριου σεισμικού στοιχείου, όπου λαμβάνει χώρα ο δυσμενέστερος συνδυασμός αποτελεσμάτων δράσεως (M, N, V, T) και όπου είναι πιθανή η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Σε κτίρια από σκυρόδεμα οι κρίσιμες περιοχές είναι περιοχές απόδοσης ενέργειας. Το μήκος της κρίσιμης περιοχής ορίζεται για κάθε τύπο κύριου σεισμικού στοιχείου στην σχετική διάταξη του παρόντος Κεφαλαίου.

δοκός
φέρον στοιχείο που υπόκειται κυρίως σε κατακόρυφα φορτία και σε ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, όχι μεγαλύτερη από 0,1 (θετική σε θλίψη)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Εν γένει οι δοκοί είναι οριζόντιες.

υποστύλωμα
φέρον στοιχείο, που φέρει φορτία βαρύτητας με αξονική θλίψη ή υπόκειται σε ανηγμένη ορθή αξονική δύναμη σχεδιασμού $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, που υπερβαίνει την τιμή 0,1.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Γενικά τα υποστυλώματα είναι κατακόρυφα.

τοίχωμα
φέρον στοιχείο που φέρει άλλα στοιχεία και έχει επιμήκη διατομή με λόγο μήκους προς πάχος l_w/b_w μεγαλύτερο του 4.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Γενικά το επίπεδο του τοιχώματος είναι κατακόρυφο.

πλάστιμο τοίχωμα
τοίχωμα πακτωμένο στη βάση του έτσι ώστε να αποτρέπεται η σχετική περιστροφή της βάσης σε σχέση με την θεμελίωσή της και το οποίο ελέγχεται και διαμορφώνεται

με ειδικές λεπτομέρειες ώστε να αποδίδει ενέργεια σε μια ζώνη καμπτικής πλαστικής άρθρωσης η οποία είναι απαλλαγμένη από ανοίγματα ή μεγάλες οπές

μεγάλο ελαφρά οπλισμένο τοίχωμα
τοίχωμα με μεγάλες διαστάσεις διατομής, δηλαδή την μια οριζόντια διάσταση l_w τουλάχιστον ίση με 4.0m ή τα δύο τρίτα του ύψους h_w του τοιχώματος, όποιο είναι μικρότερο, και το οποίο αναμένεται να αναπτύξει περιορισμένη ρηγμάτωση και μετελαστική συμπεριφορά υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Ένα τέτοιο τοίχωμα αναμένεται να μετατρέψει την σεισμική ενέργεια σε δυναμική (μέσω της προσωρινής ανύψωσης των στατικών μαζών) και σε ενέργεια που μεταφέρεται στο έδαφος μέσω της ταλάντωσής του ως στερεού σώματος, κλπ. Λόγω των διαστάσεών του, ή λόγω έλλειψης πάκτωσης στη βάση, ή λόγω σύνδεσης με μεγάλα εγκάρσια τοιχώματα που αποτρέπουν την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση, δεν μπορεί να σχεδιαστεί αποτελεσματικά για απόδοση ενέργειας μέσω πλαστικής άρθρωσης στην βάση.

συζευγμένα τοιχώματα
φέρον στοιχείο που αποτελείται από δύο ή περισσότερα απλά τοιχώματα, συνδεδεμένα με δοκούς επαρκούς πλαστιμότητας («δοκούς σύζευξης») σε κανονική διάταξη, επαρκείς για να μειώσουν κατά τουλάχιστον 25% το άθροισμα των ροπών βάση των επιμέρους τοιχωμάτων εάν αυτά δρούσαν ανεξάρτητα

σύστημα τοιχωμάτων
στατικό σύστημα όπου τόσον τα κατακόρυφα όσον και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από κατακόρυφα φέροντα τοιχώματα, με ή χωρίς σύζευξη, των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτιρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Στον ορισμό αυτόν και σε αυτούς που ακολουθούν, το ποσοστό της διατμητικής αντοχής μπορεί να αντικατασταθεί από το ποσοστό των τεμνουσών δυνάμεων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Εάν το κύριο μέρος της συνολικής διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων που περιλαμβάνονται στο σύστημα παρέχεται από συζευγμένα τοιχώματα, το σύστημα μπορεί να θεωρηθεί ως σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων.

πλαισιωτό σύστημα
στατικό σύστημα όπου τόσον τα κατακόρυφα όσον και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτιρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος.

διπλό σύστημα
στατικό σύστημα όπου τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από ένα χωρικό πλαίσιο και η αντοχή σε οριζόντια φορτία παρέχεται εν μέρει από το πλαισιωτό σύστημα και εν μέρει από φέροντα τοιχώματα, συζευγμένα ή μη.

διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό
διπλό σύστημα όπου η διατμητική αντοχή του πλαισιωτού συστήματος στην βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη του 50% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος.

διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων
διπλό σύστημα όπου η διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων στην βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής σεισμικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος

στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα
διπλό σύστημα ή σύστημα τοιχωμάτων που δεν διαθέτει μια ελάχιστη τιμή στρεπτικής δυσκαμψίας (βλέπε **5.2.2.1(4)**P και **(6)**)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Παράδειγμα αποτελεί ένα στατικό σύστημα που αποτελείται από εύκαμπτα πλαίσια συνδυασμένα με τοιχώματα που συγκεντρώνονται κοντά στο κέντρο της κάτοψης του κτιρίου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Ο ορισμός αυτός δεν καλύπτει συστήματα που περιέχουν τοιχώματα με μεγάλο αριθμό οπών που περιβάλλουν δίκτυα ή εγκαταστάσεις με κατακόρυφη όδευση. Για τέτοια συστήματα ο καταλληλότερος τύπος του συνολικού συστήματος πρέπει να επιλέγεται κατά περίπτωση.

σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς
Σύστημα στο οποίο 50% ή περισσότερο της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στην βάση ενός μεμονωμένου κτιριακού στοιχείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Μονώροφα πλαίσια στα οποία οι κεφαλές των υποστυλωμάτων συνδέονται μεταξύ τους και στις δύο κύριες διευθύνσεις και με τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου ν_d που δεν υπερβαίνει πουθενά το 0,3, δεν ανήκουν σε αυτό το σύστημα.

4.2 Βάσεις σχεδιασμού

4.2.1 Ικανότητα απόδοσης ενέργειας και κατηγορίες πλαστιμότητας

(1)P Η μελέτη αντισεισμικών κτιρίων από σκυρόδεμα θα παρέχει στον φορέα **επαρκή ικανότητα απόδοσης ενέργειας** χωρίς ουσιαστική μείωση της γενικής αντοχής του σε οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση. Για αυτόν τον σκοπό, εφαρμόζονται οι απαιτήσεις και τα κριτήρια του Κεφαλαίου **2**. Στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θα παρέχεται επαρκής αντοχή όλων των φερόντων στοιχείων, και οι απαιτήσεις μη-γραμμικής παραμόρφωσης στις κρίσιμες περιοχές θα πρέπει να καλύπτονται από την γενική πλαστιμότητα που έχει υποτεθεί στους υπολογισμούς.

(2)P Κτίρια από σκυρόδεμα μπορεί εναλλακτικά να μελετώνται για χαμηλή ικανότητα **απόδοσης ενέργειας** και μικρή πλαστιμότητα, εφαρμόζοντας μόνον τους κανόνες του EN 1992-1-1:2004, και αγνοώντας τις ειδικές διατάξεις που δίνονται στο παρόν Κεφάλαιο, εφόσον καλύπτονται οι απαιτήσεις της **5.3**. Για κτίρια χωρίς σεισμική μόνωση (βλέπε Κεφάλαιο **10**), μελέτη με βάση αυτήν την εναλλακτική λύση, που αποκαλείται κατηγορία πλαστιμότητας Χ (χαμηλή), συνιστάται μόνον σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (βλέπε **3.2.1.(4)**).

(3)P Αντισεισμικά κτίρια από σκυρόδεμα, εκτός από εκείνα για τα οποία ισχύει η **(2)**P της παρούσας, θα σχεδιάζονται ώστε να παρέχουν ικανότητα απόδοσης ενέργειας και γενική πλάστιμη συμπεριφορά. Η γενική πλάστιμη συμπεριφορά εξασφαλίζεται εάν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας αφορούν μεγάλο όγκο του συνολικού φορέα κατανεμημένο σε διαφορετικά στοιχεία και θέσεις όλων των ορόφων του. Για τον σκοπό αυτό οι πλάστιμες μορφές αστοχίας (π.χ. κάμψη) πρέπει

να προηγούνται των ψαθυρών μορφών αστοχίας (π.χ. διάτμηση) με ικανοποιητική αξιοπιστία.
(4)P Κτίρια από σκυρόδεμα που μελετώνται σύμφωνα με την **(3)**P της παρούσας, κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας ΚΠΜ (μέση πλαστιμότητα) και ΚΠΥ (υψηλή πλαστιμότητα), ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Και οι δύο κατηγορίες αντιστοιχούν σε κτίρια που **σχεδιάζονται, διαστασιολογούνται** και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται σύμφωνα με ειδικές αντισεισμικές διατάξεις που δίνουν την δυνατότητα στον φορέα να αναπτύξει ευσταθείς πλαστικούς μηχανισμούς που συνοδεύονται από μεγάλη απόδοση υστερητικής ενέργειας υπό φόρτιση με επαναλαμβανόμενες αναστροφές χωρίς να υποστεί ψάθυρες αστοχίες.
(5)P Για την παροχή του κατάλληλου επιπέδου πλαστιμότητας στις κατηγορίες πλαστιμότητας Μ και Υ, πρέπει να ικανοποιούνται οι ειδικές διατάξεις για κάθε κατηγορία (βλέπε **5.4 - 5.6**). Σε αντιστοιχία με τις διαφορετικές διαθέσιμες πλαστιμότητες των δύο κατηγοριών χρησιμοποιούνται διαφορετικές τιμές του συντελεστή q για κάθε κατηγορία (βλέπε **5.2.2.2**).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Γεωγραφικοί περιορισμοί στην χρήση των κατηγοριών πλαστιμότητας Μ και Υ μπορούν να βρεθούν στα σχετικά Εθνικά Παραρτήματα.

4.2.2 Τύποι στατικών συστημάτων και συντελεστές συμπεριφοράς

4.2.2.1 Τύποι στατικών συστημάτων
(1)P Τα **κτίρια από σκυρόδεμα θα κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων** (βλέπε **5.1.2**) ανάλογα με την συμπεριφορά τους υπό οριζόντιες σεισμικές δράσεις:

α) πλαισιωτό σύστημα

β) διπλό σύστημα (ισοδύναμο με πλαισιωτό ή με σύστημα τοιχωμάτων)

γ) σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή όχι)

δ) σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων

ε) σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς

ζ) στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα.
(2) Με **εξαίρεση** τα κτίρια εκείνα που κατατάσσονται στον τύπο των **στρεπτικά εύκαμπτων συστημάτων**, τα κτίρια από σκυρόδεμα επιτρέπεται να κατατάσσονται σε έναν τύπο στατικού συστήματος στην μια οριζόντια διεύθυνση και σε διαφορετικό στην άλλη.
(3)P Σύστημα τοιχωμάτων θα θεωρείται σύστημα μεγάλων **ελαφρά οπλισμένων** τοιχωμάτων εάν περιλαμβάνει, στην οριζόντια διεύθυνση που εξετάζεται, τουλάχιστον δύο τοιχώματα με **οριζόντια διάσταση** όχι **μικρότερη** από 4.0 m ή $2h_w/3$, οποίο είναι μικρότερο, που φέρουν από κοινού τουλάχιστον το 20% του συνολικού υπερκειμένου φορτίου βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, και έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1, με την υπόθεση πάκτωσης στη βάση, μικρότερη ή ίση με 0,5 s. Η ύπαρξη ενός μόνον τοιχώματος που ικανοποιεί τις ανωτέρω συνθήκες σε μια από τις δύο διευθύνσεις, είναι επαρκής υπό τον όρο ότι: (α) η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_o, σε αυτήν την διεύθυνση προκύπτει από την τιμή που δίνεται στον Πίνακα 5.1 μετά από διαίρεση με συντελεστή 1,5, και (β) ότι υπάρχουν

τουλάχιστον δύο τοιχώματα που ικανοποιούν τις προαναφερθείσες συνθήκες στην ορθογώνια διεύθυνση.
(4)P Οι πρώτοι τέσσερις τύποι συστημάτων (δηλ. πλαισιωτά συστήματα, διπλά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων και των δύο τύπων) θα έχουν μια ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία που ικανοποιεί την έκφραση (4.1b) και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
(5) Για συστήματα πλαισίων ή τοιχωμάτων με κατακόρυφα στοιχεία με καλή κατανομή σε κάτοψη, η απαίτηση της **(4)**P της παρούσας μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται χωρίς αναλυτικό έλεγχο.
(6) Συστήματα πλαισίων, διπλά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων χωρίς ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία σύμφωνα με την **(4)**P της παρούσας πρέπει να κατατάσσονται στα στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα.
(7) Εάν ένα στατικό σύστημα δεν μπορεί να θεωρηθεί σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων σύμφωνα με την **(3)P** παραπάνω, όλα τα τοιχώματά του πρέπει να μελετώνται και να έχουν διαμόρφωση λεπτομερειών ως πλάστιμα τοιχώματα.

4.2.2.2 Συντελεστές συμπεριφοράς για οριζόντιες σεισμικές δράσεις

(1)P Η **ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς *q***, που εισάγεται στην **3.2.2.5(3)** για να εκφράσει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, θα υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού ως εξής:

$$q = q_o k_w \geq 1{,}5 \qquad (5.1)$$

όπου

q_o Είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη (βλέπε **(2)** της παρούσας).

k_w είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα (βλέπε **(11)**P της παρούσας).

(2) Για κτίρια κανονικά σε όψη σύμφωνα με την **4.2.3.3**, οι βασικές τιμές του q_o για τους διάφορους τύπους στατικών συστημάτων δίνονται στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_o, για συστήματα κανονικά σε όψη

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3{,}0\alpha_u/\alpha_1$	$4{,}5\alpha_u/\alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4{,}0\alpha_u/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

(3) Για κτίρια μη κανονικά σε όψη, η τιμή του q_o πρέπει να μειώνεται κατά 20% (βλέπε **4.2.3.1(7)** και Πίνακα 4.1).
(4) Τα α_1 και α_u ορίζονται ως εξής:

α_1 είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε για πρώτη φορά η καμπτική επιπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε στοιχείο στον φορέα, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές

α_u είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής α_u μπορεί να υπολογιστεί από μη-γραμμική στατική γενική ανάλυση.

(5) Όταν ο **πολλαπλασιαστικός συντελεστής α_u / α_1** δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές α_u/α_1 για κτίρια κανονικά σε κάτοψη.

α) Πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα.

- μονώροφα κτίρια: α_u/α_1=1,1;
- πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια: α_u/α_1=1,2;
- πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα: α_u/α_1=1,3.

β) Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα.

- Συστήματα τοιχωμάτων με μόνον δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση: α_u/α_1=1,0;
- Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων: α_u/α_1=1,1;
- Ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων: α_u/α_1=1,2.

(6) Για κτίρια που δεν είναι κανονικά σε κάτοψη (βλ. **4.2.3.2**), η προσεγγιστική τιμή του α_u/α_1 που μπορεί να χρησιμοποιηθεί αν δεν γίνει ειδικός υπολογισμός για την αποτίμησή του είναι ίση με την μέση τιμή μεταξύ (α) 1.0 και (β) της τιμής που δίνεται στην **(5)** της παρούσας.

(7) Υψηλότερες τιμές του α_u/α_1 από αυτές που δίνονται στις **(5)** και **(6)** της παρούσας μπορούν να χρησιμοποιηθούν εφόσον επιβεβαιώνονται από μη-γραμμική στατική γενική ανάλυση.

(8) Η μέγιστη τιμή του α_u/α_1 που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην μελέτη είναι 1,5, ακόμα και όταν η ανάλυση που αναφέρεται στην **(7)** της παρούσας οδηγεί σε υψηλότερες τιμές.

(9) Η τιμή του q_o που δίνεται για σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς μπορεί να αυξηθεί, εάν μπορεί να αποδειχθεί ότι επιτυγχάνεται αντίστοιχα αυξημένη απόδοση ενέργειας στην κρίσιμη περιοχή του φορέα.

(10) Εάν στην μελέτη, προμήθεια και κατασκευή εφαρμόζεται ειδικό και πιστοποιημένο Σύστημα Ποιότητος, επιπλέον των κανονικών συστημάτων διασφάλισης ποιότητος, μπορεί να επιτραπούν αυξημένες τιμές του q_o. Οι αυξημένες τιμές δεν επιτρέπεται να υπερβαίνουν τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 5 περισσότερο από 20%.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι αυξημένες τιμές που αποδίδονται στον q_o για χρήση σε μια χώρα και ενδεχομένως για συγκεκριμένα έργα με ειδικό Σύστημα Διασφάλισης Ποιότητος μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα.

(11)P Ο συντελεστής k_w που εκφράζει την **κυρίαρχη μορφή αστοχίας** σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής:

$$k_w = \begin{cases} 1{,}00, \text{για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων} \\ (1+\alpha_o)/3 \le 1, \text{ αλλά όχι μικρότερη από } 0{,}5, \text{ για συστήματα τοιχωμάτων,} \\ \text{ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά εύστρεπτα} \\ \text{συστήματα} \end{cases} \quad (5.2)$$

όπου α_o είναι **κυριαρχούσα τιμή** του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος.

(12) Εάν οι λόγοι όψεως $\boldsymbol{h_{wi}/l_{wi}}$ όλων των τοιχωμάτων i του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως α_o μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

όπου

$\boldsymbol{h_{wi}}$ είναι το ύψος του τοιχώματος i; και

$\boldsymbol{l_{wi}}$ είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος i.

(13) Τα συστήματα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων δεν διαθέτουν αξιόπιστη απόδοση ενέργειας από πλαστικές αρθρώσεις και πρέπει να μελετώνται σαν φορείς ΚΠΜ.

4.2.3 Κριτήρια σχεδιασμού

4.2.3.1 Γενικά

(1) Οι βάσεις σχεδιασμού που δίνονται στην **5.2.1** και στο Κεφάλαιο **2** θα εφαρμόζονται στα αντισεισμικά φέροντα στοιχεία κτιρίων από σκυρόδεμα όπως ορίζεται στις **5.2.3.2** - **5.2.3.7**.

(2) Τα κριτήρια σχεδιασμού των **5.2.3.2** - **5.2.3.7** κρίνεται ότι ικανοποιούνται, εάν ακολουθούνται οι κανόνες των **5.4** - **5.7**.

4.2.3.2 Συνθήκη τοπικής αντοχής

(1)P Όλες οι κρίσιμες περιοχές του φορέα θα ικανοποιούν τις απαιτήσεις της **4.4.2.2(1)**.

4.2.3.3 Κανόνας ικανοτικού σχεδιασμού

(1)P Η ψαθυρή αστοχία ή άλλοι **ανεπιθύμητοι** μηχανισμοί **αστοχίας** (π.χ. συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα ενός μόνον ορόφου σε ένα πολυώροφο κτίριο, διατμητική αστοχία των φερόντων στοιχείων, αστοχία των κόμβών δοκών-υποστυλωμάτων, διαρροή των θεμελιώσεων ή οποιουδήποτε στοιχείου που προορίζεται να παραμείνει ελαστικό) θα **αποτρέπονται,** με τον υπολογισμό των **εντατικών μεγεθών σχεδιασμού** επιλεγμένων περιοχών από

συνθήκες ισορροπίας, υποθέτοντας ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις με τις πιθανές υπεραντοχές τους στις παρακείμενες περιοχές.
(2) Τα κύρια σεισμικά υποστυλώματα φορέων από σκυρόδεμα πλαισιωτών ή ισοδύναμων προς πλαισιωτά διπλών συστημάτων πρέπει να ικανοποιούν τις ικανοτικές απαιτήσεις σχεδιασμού της **4.4.2.3(4)** με τις ακόλουθες εξαιρέσεις

α) Σε επίπεδα πλαίσια με τουλάχιστον τέσσερα υποστυλώματα με περίπου ίδιες διατομές, δεν είναι απαραίτητο να ικανοποιείται η έκφραση (4.29) σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά **μόνον σε τρία** από κάθε τέσσερα **υποστυλώματα.**

β) Στον κατώτατο όροφο διώροφων κτιρίων εφόσον η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης ν_d **δεν υπερβαίνει το 0.3** σε οποιοδήποτε υποστύλωμα.
(3) Ο οπλισμός πλάκας που είναι παράλληλος προς την δοκό και εντός του συνεργαζομένου πλάτους του πέλματος που ορίζεται στην **5.4.3.1.1(3)**, θα υποτίθεται ότι **συνεισφέρει στον υπολογισμό του** $\sum M_{Rb}$ στην έκφραση (4.29), εάν είναι αγκυρωμένος πέρα από την παρειά της δοκού στον κόμβο.

4.2.3.4 Συνθήκη τοπικής πλαστιμότητας

(1)P Για την επίτευξη της απαιτούμενης γενικής πλαστιμότητας, οι πιθανές περιοχές για σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων που θα ορισθούν παρακάτω για κάθε τύπο κτιριακού στοιχείου θα πρέπει να διαθέτουν ικανότητα μεγάλης πλαστικής στροφής.
(2) Η παράγραφος **(1)**P θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν ισχύουν οι ακόλουθες συνθήκες:
α) παρέχεται ικανοποιητική πλαστιμότητα καμπυλότητας σε όλες τις κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων, συμπεριλαμβανομένων των ακρών των υποστυλωμάτων (ανάλογα με τη δυνατότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα) (βλ. **(3)** της παρούσας)
β) αποτρέπεται τοπικός λυγισμός του θλιβομένου οπλισμού μέσα στις πιθανές περιοχές πλαστικών αρθρώσεων των βασικών σεισμικών στοιχείων. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις **5.4.3** και **5.5.3**.
γ) χρησιμοποιούνται κατάλληλες ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα για την εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας ως εξής:

- **ο χάλυβας** που χρησιμοποιείται στις κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων πρέπει να διαθέτει υψηλή ομοιόμορφη πλαστική μήκυνση (βλέπε **5.3.2(1)**P, **5.4.1.1(3)**P, **5.5.1.1(3)**P)

- ο **λόγος εφελκυστικής αντοχής** προς την αντοχή διαρροής του χάλυβα που χρησιμοποιείται σε κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερος της μονάδας. Χάλυβας οπλισμού που συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις των **5.3.2(1)**P, **5.4.1.1(3)**P ή **5.5.1.1(3)**P, αναλόγως, θεωρείται ότι ικανοποιεί την απαίτηση αυτή.

- Το **σκυρόδεμα** που χρησιμοποιείται στα βασικά σεισμικά στοιχεία πρέπει να διαθέτει **επαρκή θλιπτική αντοχή** και **ανηγμένη παραμόρφωση θραύσεως** που υπερβαίνει την ανηγμένη παραμόρφωση στην μέγιστη θλιπτική αντοχή κατά ένα ικανοποιητικό περιθώριο. Σκυρόδεμα που είναι σύμφωνο με τις απαιτήσεις της **5.4.1.1(1)**P ή αντίστοιχα της **5.5.1.1(1)**P, θεωρείται ότι ικανοποιεί την απαίτηση αυτή.

(3) Εκτός αν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία και εκτός αν ισχύει η **(4)** της παρούσας, η (2)α) της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν η πλαστιμότητα

καμπυλότητας μ_ϕ των περιοχών αυτών (οριζόμενη ως ο λόγος της καμπυλότητας που αντιστοιχεί σε (μετά τη μέγιστη τιμή) πτώση της καμπτικής αντοχής στο 85% της οριακής τιμής της προς την καμπυλότητα διαρροής, υπό την προϋπόθεση ότι οι οριακές μηκύνσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα ε_{cu} και $\varepsilon_{su,k}$ δεν υπερβαίνονται) είναι τουλάχιστον ίση με τις ακόλουθες τιμές:

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \qquad \text{εάν } T_1 \geq T_C \qquad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1+2(q_o - 1)T_C/T_1 \qquad \text{εάν } T_1 < T_C \qquad (5.5)$$

όπου q_o είναι η αντίστοιχη βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς από τον Πίνακα 5.1 και T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου, που και οι δύο λαμβάνονται στο κατακόρυφο επίπεδο στο οποίο λαμβάνει χώρα η κάμψη, ενώ T_C είναι η περίοδος που ορίζει το ανώτατο όριο της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος, σύμφωνα με την **3.2.2.2(2)**P.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι εκφράσεις (5.4) και (5.5) βασίζονται στην σχέση μεταξύ μ_ϕ και της πλαστιμότητας μετακίνησης μ_δ: $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$, που είναι κανονικά συντηρητική προσέγγιση για μέλη από σκυρόδεμα, καθώς και στην ακόλουθη σχέση μεταξύ μ_δ και q: $\mu_\delta = q$ εάν $T_1 \geq T_C$, $\mu_\delta = 1+(q-1)T_C/T_1$ εάν $T_1 < T_C$ (βλέπε επίσης Β5 στο Πληροφοριακό Παράρτημα Β). Χρησιμοποιείται η τιμή του q_o αντί της τιμής του q, επειδή ο q θα είναι μικρότερος του q_o σε μη κανονικά κτίρια, καθώς απαιτείται υψηλότερη αντοχή σε οριζόντια φορτία για την προστασία τους. Εντούτοις, οι απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας ενδέχεται να είναι υψηλότερες από αυτές που αντιστοιχούν στην τιμή του q, και επομένως δεν δικαιολογείται μείωση της ικανότητας για πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.

(4) Σε κρίσιμες περιοχές κύριων σεισμικών στοιχείων με διαμήκη οπλισμό από χάλυβα κατηγορίας Β του EN1992-1-1:2004, Πίνακας C.1, η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μ_ϕ πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με 1,5 φορές την τιμή που δίνεται από τις εκφράσεις (5.4) ή (5.5), όποια από τις δύο εφαρμόζεται.

4.2.3.5 Υπερστατικότητα

(1)P Θα επιδιώκεται η επίτευξη υψηλού βαθμού υπερστατικότητας που συνοδεύεται από ικανότητα ανακατανομής, επιτρέποντας **ευρύτερη εξάπλωση της απόδοσης ενέργειας και αύξηση της συνολικής αποδιδόμενης ενέργειας.** Συνεπώς, σε στατικά συστήματα με μικρότερο βαθμό υπερστατικότητας θα αντιστοιχούν μικρότερες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς (βλ. Πίνακα 5.1). Η απαραίτητη ικανότητα ανακατανομής θα επιτυγχάνεται μέσω των κανόνων τοπικής πλαστιμότητας που δίνονται στις **5.4** έως **5.6**.

4.2.3.6 Δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία και αντοχές

(1)P Ένας περιορισμένος αριθμός φερόντων στοιχείων μπορεί να οριστούν ως δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία σύμφωνα με την **4.2.2**.

(2) Οι κανόνες για την μελέτη και την διαμόρφωση λεπτομερειών των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων δίνονται στην **5.7**.

(3) Αντοχές ή σταθεροποιητικές επιδράσεις που δεν λαμβάνονται ευθέως υπόψη στους υπολογισμούς μπορεί να βελτιώσουν την αντοχή και την απόδοση ενέργειας (π.χ. μεμβρανικές αντιδράσεις πλακών που κινητοποιούνται από κατακόρυφες μετακινήσεις φερόντων τοιχωμάτων).

(4) Μη-φέροντα στοιχεία μπορούν επίσης να συμβάλουν στην απόδοση ενέργειας, εάν κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλο τον φορέα. Πρέπει να λαμβάνονται μέτρα έναντι πιθανών τοπικών δυσμενών επιδράσεων λόγω της αλληλεπίδρασης μεταξύ φερόντων και μη-φερόντων στοιχείων (βλέπε **5.9**).

(5) Για πλαίσια με τοιχοπληρώσεις (που αποτελούν συνήθεις περιπτώσεις μη-φερόντων στοιχείων) δίνονται ειδικοί κανόνες στις **4.3.6** και **5.9**.

4.2.3.7 Ειδικά πρόσθετα μέτρα

(1)P Λόγω της τυχαίας φύσης της σεισμικής δράσης και των αβεβαιοτήτων της μετελαστικής κυκλικής συμπεριφοράς των φορέων από σκυρόδεμα, η συνολική αβεβαιότητα είναι ουσιαστικά υψηλότερη από ότι σε μη-σεισμικές δράσεις. Επομένως, θα λαμβάνονται μέτρα για την **μείωση αβεβαιοτήτων σχετικών** με τη στατική διαμόρφωση, την ανάλυση, την αντοχή και με την πλαστιμότητα.

(2)P Σημαντικές αβεβαιότητες αντοχής ενδέχεται να προκληθούν από γεωμετρικά σφάλματα. Για να ελαχιστοποιηθεί αυτός ο τύπος αβεβαιότητας, θα εφαρμόζονται οι ακόλουθοι κανόνες.

α) Θα τηρούνται κάποιες ελάχιστες διαστάσεις φερόντων στοιχείων (βλέπε **5.4.1.2** και **5.5.1.2**) για να μειωθεί η ευαισθησία σε γεωμετρικά σφάλματα.

β) Ο λόγος της ελάχιστης προς την μέγιστη διάσταση γραμμικών στοιχείων θα περιορίζεται, για να ελαχιστοποιηθεί ο κίνδυνος εγκάρσιας αστάθειας των στοιχείων αυτών (βλέπε **5.4.1.2** και **5.5.1.2.1(2)**P).

γ) Οι σχετικές παραμορφώσεις ορόφων θα περιορίζονται, για να αποφεύγονται αποτελέσματα 2ας τάξεως (P-Δ) στα υποστυλώματα (βλέπε **4.4.2.2(2)-(4)**).

δ) Ένα σημαντικό ποσοστό του άνω οπλισμού των δοκών στις ακραίες διατομές τους θα συνεχίζεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού (βλ. **5.4.3.1.2(5)**P, **5.5.3.1.3 (5)**P) για να καλυφθεί η αβεβαιότητα της θέσης του σημείου καμπής.

ε) Θα λαμβάνονται υπόψη αναστροφές ροπών που δεν προβλέπονται από την ανάλυση με την πρόβλεψη ελάχιστου οπλισμού στο αντίστοιχο πέλμα των δοκών (βλ. **5.5.3.1.3**).

(3)P Για ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων πλαστιμότητας θα εφαρμόζονται οι ακόλουθοι κανόνες:

α) Θα προβλέπεται μια ελάχιστη τοπική πλαστιμότητα σε όλα τα βασικά σεισμικά στοιχεία, ανεξάρτητα από την κατηγορία πλαστιμότητας που υιοθετείται στην μελέτη (βλέπε **5.4** και **5.5**).

β) Θα προβλέπεται ένας ελάχιστος εφελκυστικός οπλισμός, για να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία με την ρηγμάτωση (βλέπε **5.4.3** και **5.5.5**).

γ) Θα τηρείται ένα κατάλληλο όριο της ανηγμένης αξονικής δύναμης σχεδιασμού (βλέπε **5.4.3.2.1(3)**P, **5.4.3.4.1(2)**, **5.5.3.2.1(3)**P και **5.5.3.4.1(2)**) ώστε να μειώνονται οι συνέπειες της αποφλοίωσης του σκυροδέματος επικάλυψης και να αποφεύγονται οι υψηλές αβεβαιότητες διαθέσιμης πλαστιμότητας που είναι εγγενείς σε υψηλά επίπεδα ανηγμένης αξονικής δύναμης.

4.2.4 Έλεγχοι ασφαλείας

(1)P Στους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας οι μερικοί συντελεστές **ιδιοτήτων υλικών γ_c και γ_s** θα λαμβάνουν υπόψη την πιθανή **απομείωση αντοχής** των υλικών λόγω ανακυκλικών παραμορφώσεων.

(2) Ελλείψει ειδικότερων στοιχείων, πρέπει να εφαρμόζονται οι τιμές των μερικών συντελεστών γ_c και γ_s για μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, υποθέτοντας ότι λόγω των προβλέψεων τοπικής πλαστιμότητας ο λόγος της απομένουσας μετά την απομείωση αντοχής προς την αρχική είναι **περίπου ίσος με τον λόγο μεταξύ των τιμών γ_M για** τυχηματικούς και θεμελιώδεις συνδυασμούς φορτίσεων.

(3) Εάν η απομείωση αντοχής έχει ληφθεί κατάλληλα υπόψη στην αποτίμηση των ιδιοτήτων υλικών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που υιοθετούνται για την τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Οι τιμές που δίνονται στους μερικούς συντελεστές υλικών γ_c και γ_s για τις μόνιμες ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα για το ΕΝ 1992-1-1:2004.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να διευκρινίζει εάν οι τιμές γ_M που χρησιμοποιούνται για την αντισεισμική μελέτη είναι αυτές για μόνιμες και παροδικές ή για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού. Στο Εθνικό Προσάρτημα μπορούν ακόμη να επιλεγούν και ενδιάμεσες τιμές, ανάλογα με τον τρόπο αποτίμησης των ιδιοτήτων υλικών υπό σεισμική φόρτιση. Η συνιστώμενη επιλογή είναι αυτή της **(2)** της παρούσας, που επιτρέπει την χρήση της ίδιας τιμής της αντοχής σχεδιασμού για τις μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού (π.χ. φορτία βαρύτητας με άνεμο) καθώς και για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

4.3 Μελέτη σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1

4.3.1 Γενικά

(1) Σεισμική μελετη για χαμηλή πλαστιμότητα (κατηγορία πλαστιμότητας Χ), κατά το ΕΝ1992-1-1:2004 χωρίς καμία πρόσθετη απαίτηση εκτός αυτών της **5.3.2**, συνιστάται μόνον σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας (βλέπε **3.2.1(4)**).

4.3.2 Υλικά

(1)P Σε κύρια σεισμικά στοιχεία (βλέπε **4.2.2**), θα χρησιμοποιείται **χάλυβας** οπλισμού **κατηγορίας Β ή C του** ΕΝ 1992-1-1:2004, Πίνακας C.1.

4.3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς

(1) Μπορεί να χρησιμοποιηθεί **συντελεστής συμπεριφοράς *q* έως και 1,5** για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων ανεξάρτητα από το στατικό σύστημα και την κανονικότητα σε όψη.

4.4 Μελέτη για ΚΠΜ

4.4.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά

4.4.1.1 Απαιτήσεις υλικών

(1)P Σε κύρια **σεισμικά στοιχεία** δεν θα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας **χαμηλότερης από C16/20.**

(2)P Σε κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιούνται αποκλειστικά ράβδοι με νευρώσεις με εξαίρεση τους κλειστούς και μονοσκελείς συνδετήρες.

(3)P Σε κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας Β ή C του ΕΝ 1992-1-1:2004, Πίνακας C.1.

(4)P Συγκολλημένα πλέγματα επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται εφόσον ικανοποιούν τις απαιτήσεις των **(2)**P και **(3)**P της παρούσας.

4.4.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί

4.4.1.2.1 Δοκοί

(1)P Η (οριζόντια) εκκεντρότητα του άξονα δοκών σε σχέση με αυτόν του υποστυλώματος στο οποίο συμβάλλει θα είναι περιορισμένη ώστε να επιτρέπει

σωστή μεταφορά των ανακυκλικών ροπών από μια κύρια σεισμική δοκό σε ένα υποστύλωμα.

(2) Για να καλυφθεί η απαίτηση της **(1)P**, η (οριζόντια) απόσταση μεταξύ των αξόνων των δύο μελών πρέπει να περιορίζεται σε λιγότερο από $b_c/4$, όπου b_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση διατομής του υποστυλώματος κάθετα στον διαμήκη άξονα της δοκού.

(3)P Για την εκμετάλλευση της ευνοϊκής επίδρασης της θλίψης (του σκυροδέματος) υποστυλωμάτων στην συνάφεια των οριζόντιων ράβδων που διέρχονται μέσα στον κόμβο, το πλάτος b_w μιας κύριας σεισμικής δοκού θα ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w ; 2b_c\} \quad (5.6)$$

όπου h_w είναι το ύψος της δοκού και b_c όπως ορίζεται στην **(2)** της παρούσας.

4.4.1.2.2 Υποστυλώματα

(1) Εκτός εάν $\theta \leq 0,1$ (βλέπε **4.4.2.2(2)**), οι διαστάσεις διατομής κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων δεν πρέπει να είναι μικρότερες από το 1/10 της μεγαλύτερης απόστασης μεταξύ του σημείου καμπής και των άκρων του υποστυλώματος, για κάμψη μέσα σε επίπεδο παράλληλο προς την εξεταζόμενη διάσταση υποστυλώματος.

4.4.1.2.3 Πλάστιμα τοιχώματα

(1) Το πάχος του κορμού, $b_{wo,}$ (σε μέτρα) πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

$$b_{wo} \geq \max\{0,15,\ h_s/20\} \quad (5.7)$$

όπου h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου σε μέτρα.

(2) Πρόσθετες απαιτήσεις εφαρμόζονται όσον αφορά το πάχος των περισφιγμένων στοιχείων άκρων των τοιχωμάτων, όπως ορίζονται στην **5.4.3.4.2(10)**.

4.4.1.2.4 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα

(1) Η διάταξη της **5.4.1.2.3(1)** ισχύει και για μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα.

4.4.1.2.5 Ειδικοί κανόνες για δοκούς που φέρουν ασυνεχή κατακόρυφα στοιχεία (φυτευτά)

(1)P Φέροντα τοιχώματα δεν θα εδράζονται σε δοκούς ή πλάκες.

(2)P Για κύριες σεισμικές δοκούς που φέρουν υποστυλώματα τα οποία διακόπτονται κάτω από την δοκό, ισχύουν οι ακόλουθοι κανόνες:

α) δεν θα υπάρχει καμία εκκεντρότητα του άξονα του υποστυλώματος σε σχέση με αυτόν της δοκού

β) η δοκός θα εδράζεται σε δύο τουλάχιστον άμεσες στηρίξεις, τοιχώματα ή υποστυλώματα.

4.4.2 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

4.4.2.1 Γενικά

(1)P Με εξαίρεση τα πλάστιμα κύρια σεισμικά τοιχώματα, για τα οποία ισχύουν οι ειδικές διατάξεις της **5.4.2.4**, οι τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψεως και αξονικών

δυνάμεων θα λαμβάνονται από την μελέτη του φορέα για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1990:2001 **6.4.3.4**, λαμβάνοντας υπόψη αποτελέσματα δευτέρας τάξεως σύμφωνα με την **4.4.2.2** καθώς και τις απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού της **5.2.3.3(2)**. Επιτρέπεται ανακατανομή των ροπών κάμψεως σύμφωνα με το EN 1992-1-1. Οι τιμές σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων κύριων σεισμικών δοκών, υποστυλωμάτων, πλάστιμων τοιχωμάτων και ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων καθορίζονται σύμφωνα με τις **5.4.2.2**, **5.4.2.3**, **5.4.2.4** και **5.4.2.5**, αντίστοιχα.

4.4.2.2 Δοκοί

(1)P Σε κύριες σεισμικές δοκούς οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού θα καθορίζονται σύμφωνα με **τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού,** με βάση την ισορροπία της δοκού υπό: α) το εγκάρσιο (κατακόρυφο) φορτίο που δρα επί της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και β) τις ροπές άκρων $\boldsymbol{M_{i,d}}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για **θετικές** και **αρνητικές** διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με i=1,2 συμβολίζονται οι ακραίες διατομές της δοκού). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα κατακόρυφα στοιχεία που συνδέονται με τους κόμβους στους οποίους συνδέονται μονολιθικά τα άκρα της δοκού (βλέπε Σχήμα 5.1).

(2) Η **(1)**P της παρούσας πρέπει να εφαρμόζεται ως εξής.

α) Στην ακραία διατομή i, πρέπει να υπολογίζονται δύο τιμές της δρώσας τέμνουσας δύναμης δηλ. η μέγιστη, $V_{\mathrm{Ed,max,i}}$ και η ελάχιστη, $V_{\mathrm{Ed,min,i}}$ οι οποίες αντιστοιχούν στις μέγιστες θετικές και στις μέγιστες αρνητικές ακραίες ροπές $M_{\mathrm{i,d}}$ που μπορεί να αναπτυχθούν στα άκρα 1 και 2 της δοκού.

β) Οι ροπές άκρων $M_{\mathrm{i,d}}$ στην **(1)**P και **(2)** α) της παρούσας μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$M_{\mathrm{i,d}} = \gamma_{\mathrm{Rd}} M_{\mathrm{Rb,i}} \min\left(1, \frac{\sum M_{\mathrm{Rc}}}{\sum M_{\mathrm{Rb}}}\right) \qquad (5.8)$$

όπου

$\boldsymbol{\gamma_{\mathrm{Rd}}}$ είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανό υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα, η οποία στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ως ίσος με 1,0.

$\boldsymbol{M_{\mathrm{Rb,i}}}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

$\boldsymbol{\Sigma M_{\mathrm{Rc}}}$ και $\boldsymbol{\Sigma M_{\mathrm{Rb}}}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται μονολιθικά στον κόμβο, αντίστοιχα (βλέπε **4.4.2.3(4)**). Η τιμή του ΣM_{Rc} πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη ή δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

γ) Σε άκρο όπου η **δοκός** εδράζεται έμμεσα σε άλλη δοκό, αντί να συμβάλλει σε κατακόρυφο μέλος, η τοπική ροπή του άκρου δοκού $M_{\mathrm{i,d}}$ μπορεί να ληφθεί ίση με την δρώσα ροπή στο ακραίο τμήμα της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Σχήμα 5.1: Τιμές ικανοτικού σχεδιασμού τεμνουσών δυνάμεων σε δοκούς

4.4.2.3 Υποστυλώματα

(1)P Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα οι τιμές σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία του υποστυλώματος **υπό ροπές άκρων** $\boldsymbol{M_{i,d}}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με i=1,2 συμβολίζονται οι ακραίες διατομές του υποστυλώματος). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών που συνδέονται με τους κόμβους στα άκρα του υποστυλώματος ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα άκρα των υποστυλωμάτων (βλέπε Σχήμα 5.2).

(2) Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ στην **(1)**P της παρούσας μπορούν να καθορισθούν από την παρακάτω έκφραση:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}) \tag{5.9}$$

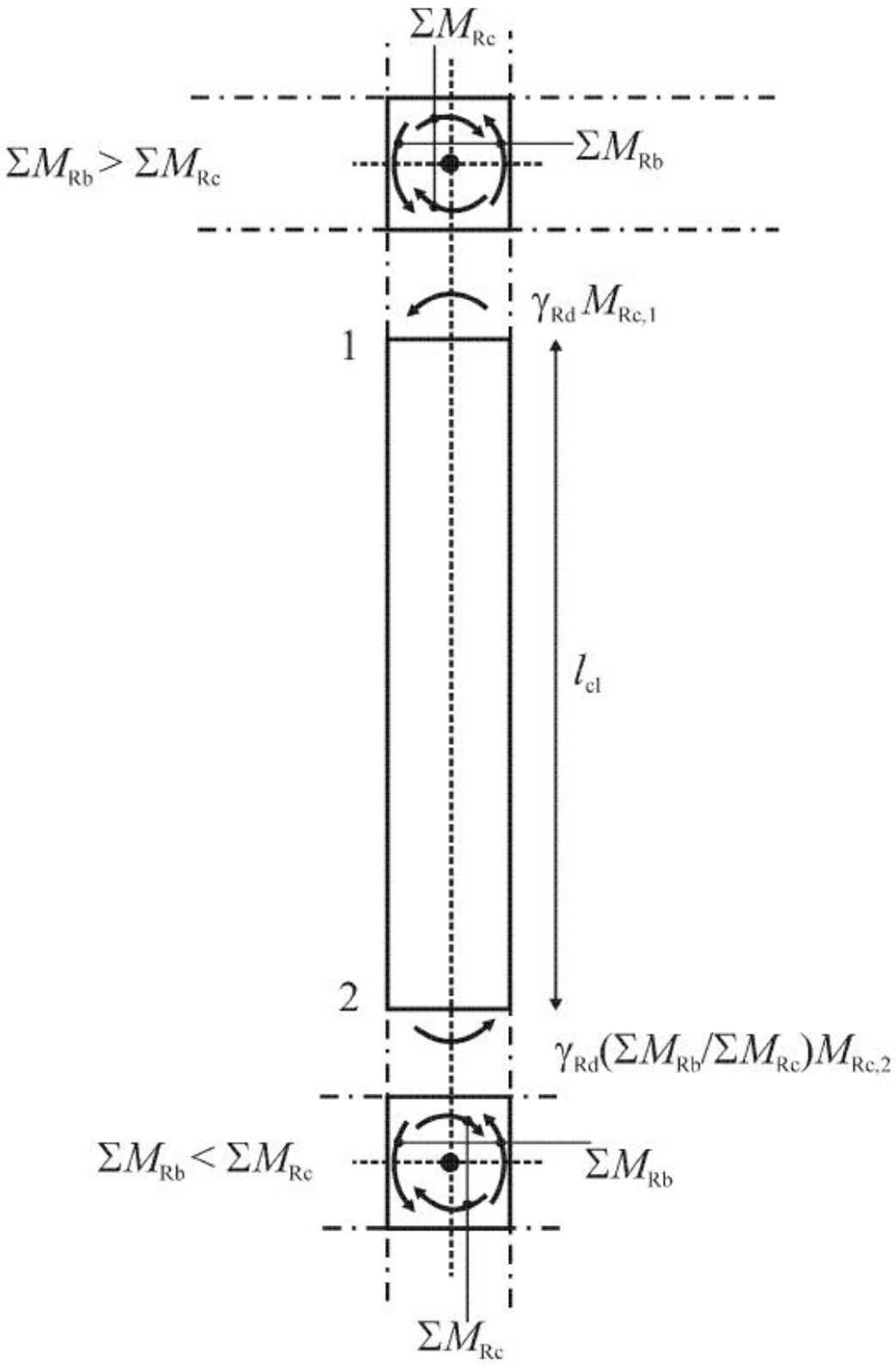
όπου

γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και λόγω περίσφιγξης της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος, που λαμβάνεται ίσος με 1,1.

$\boldsymbol{M_{Rc,i}}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής του υποστυλώματος στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης;

$\boldsymbol{\Sigma M_{Rc}}$ και $\boldsymbol{\Sigma M_{Rb}}$ είναι όπως ορίζονται στην **5.4.2.2(2)**.

(3) Οι τιμές των $M_{Rc,i}$ και ΣM_{Rc} πρέπει να αντιστοιχούν στην αξονική δύναμη η δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.



Σχήμα 5.2: Τέμνουσα δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού σε υποστυλώματα

4.4.2.4 Ειδικές διατάξεις για πλάστιμα τοιχώματα

(1)P **Αβεβαιότητες** στην ανάλυση και στις μετελαστικές δυναμικές επιδράσεις θα λαμβάνονται υπόψη, κατ' ελάχιστον μέσω κατάλληλης απλουστευμένης μεθόδου. Εάν δεν διατίθεται ακριβέστερη μέθοδος, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κανόνες

των ακόλουθων διατάξεων για τις περιβάλλουσες ροπών κάμψεως σχεδιασμού, καθώς επίσης και για τους συντελεστές ενίσχυσης για τις τέμνουσες δυνάμεις.

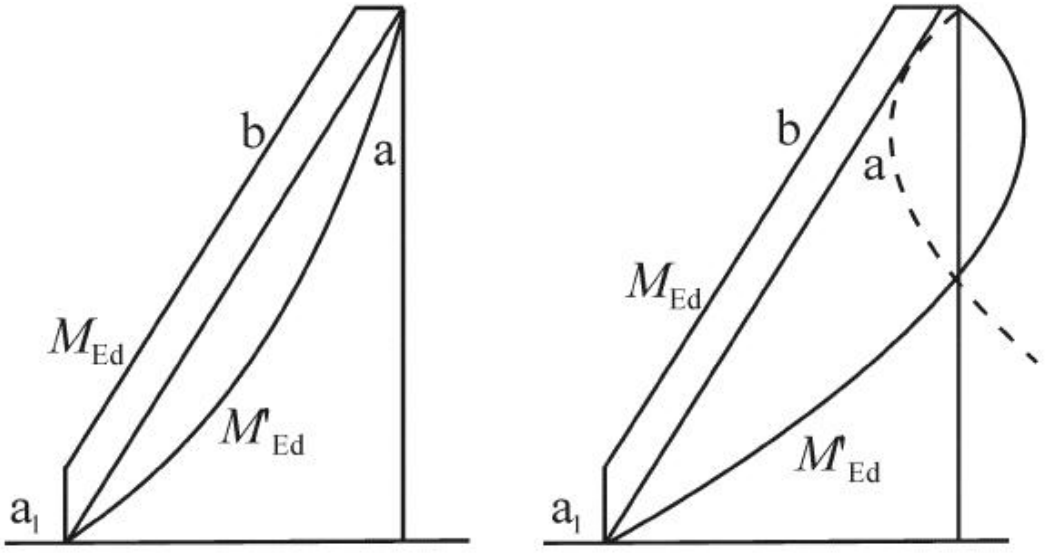
(2) Επιτρέπεται η ανακατανομή των **σεισμικών εντατικών** μεγεθών μεταξύ των κύριων σεισμικών τοιχωμάτων **μέχρι και 30%,** εφόσον δεν μειώνεται η συνολική απαίτηση αντοχής. Οι τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να ανακατανέμονται ανάλογα με τις ροπές κάμψεως, έτσι ώστε σε επιμέρους τοιχώματα ο λόγος των ροπών κάμψεως τους προς τις τέμνουσες δυνάμεις να **μην επηρεάζεται σημαντικά.** Σε τοιχώματα που υπόκεινται σε μεγάλες διακυμάνσεις αξονικής δύναμης, όπως π.χ. τα συζευγμένα τοιχώματα, οι ροπές και οι διατμητικές δυνάμεις πρέπει να ανακατανέμονται από το τοίχωμα ή τοιχώματα υπό χαμηλή θλίψη ή υπό εφελκυσμό, σε εκείνα υπό υψηλή αξονική θλίψη.

(3) Σε **συζευγμένα τοιχώματα** επιτρέπεται ανακατανομή **έως και 20%** των σεισμικών εντατικών μεγεθών μεταξύ δοκών σύζευξης διαφορετικών ορόφων, εφόσον δεν επηρεάζεται η σεισμική αξονική δύναμη στην βάση κάθε επιμέρους τοιχώματος (που προκαλείται από τις τέμνουσες δυνάμεις των δοκών σύζευξης).

(4)P Θα λαμβάνονται υπόψη αβεβαιότητες σχετικά με τη κατανομή ροπών κατά το ύψος λιγυρών κύριων σεισμικών τοιχωμάτων (με λόγο ύψους προς μήκος h_w/l_w μεγαλύτερο από 2,0).

(5) Η απαίτηση που ορίζεται στην **(4)**P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί εφαρμόζοντας την ακόλουθη απλουστευμένη μέθοδο, ανεξάρτητα από τον τύπο της ανάλυσης που χρησιμοποιείται.

Το διάγραμμα καμπτικών ροπών σχεδιασμού κατά το ύψος του τοιχώματος πρέπει να προκύπτει από την περιβάλλουσα ροπών κάμψεως της ανάλυσης, με κατακόρυφη μετατόπιση (μετατόπιση της εφελκυστικής δύναμης). Η περιβάλλουσα μπορεί να υποτεθεί γραμμική εφόσον ο φορέας δεν παρουσιάζει σημαντικές ασυνέχειες μάζας, δυσκαμψίας ή αντοχής κατά το ύψος του (βλέπε Σχήμα 5.3). Η μετατόπιση της εφελκυστικής δύναμης πρέπει να είναι συμβατή με την κλίση θλιπτήρων που λαμβάνεται στον έλεγχο Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (ΟΚΑ) σε διάτμηση, με μια πιθανή διάταξη θλιπτήρων κοντά στην βάση τύπου ριπιδίου και με τις πλάκες των ορόφων να δρουν ως ελκυστήρες.



Σύμβολα

a διάγραμμα ροπών από την ανάλυση

b περιβάλλουσα σχεδιασμού

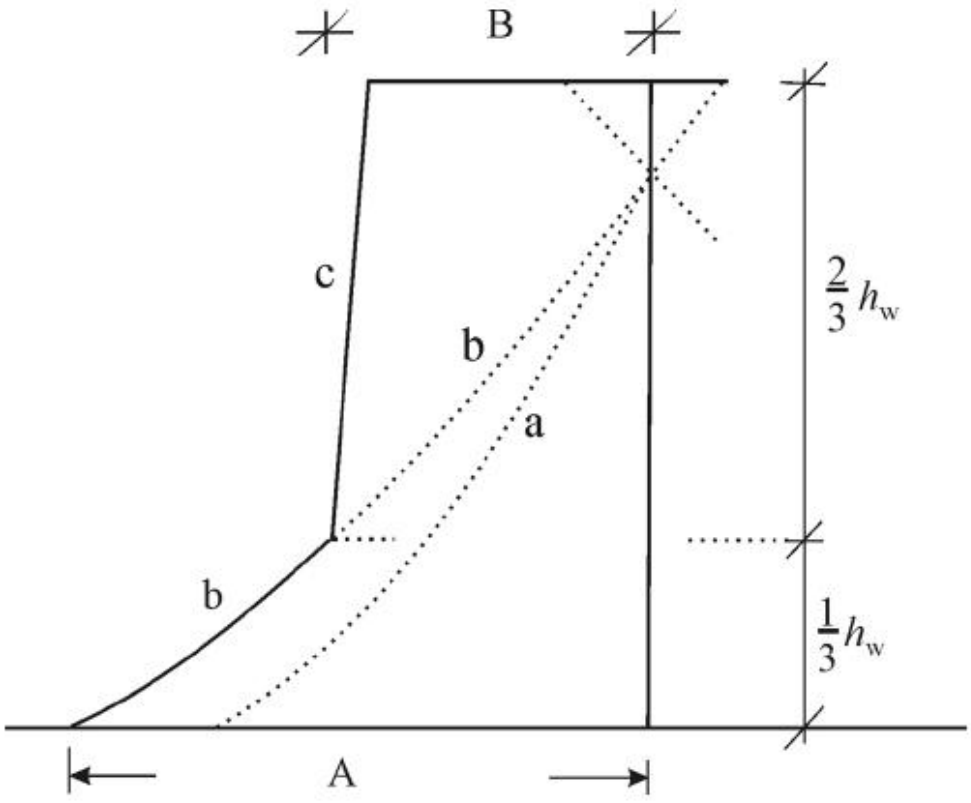
$\mathbf{a_l}$ μετατόπιση εφελκυστικής δύναμης

Σχήμα 5.3: Περιβάλλουσα σχεδιασμού ροπών κάμψεως σε λιγυρά τοιχώματα (αριστερά: σύστημα τοιχώματος, δεξιά: διπλό σύστημα)

(6)P Θα λαμβάνεται υπόψη η ενδεχόμενη αύξηση της τέμνουσας δύναμης στην βάση ενός κύριου σεισμικού τοιχώματος μετά την διαρροή.

(7) Η απαίτηση που καθορίζεται στην **(6)**P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί εάν οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού λαμβάνονται κατά 50% υψηλότερες από τις τέμνουσες δυνάμεις που λαμβάνονται από την ανάλυση.

(8) Σε διπλά συστήματα που περιέχουν λιγυρά τοιχώματα πρέπει να χρησιμοποιείται η περιβάλλουσα σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων σύμφωνα με το Σχήμα 5.4, για να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες λόγω επίδρασης υψηλότερων ιδιομορφών.



Σύμβολα

a διάγραμμα τεμνουσών από την ανάλυση

b διάγραμμα αυξημένων τεμνουσών

c περιβάλλουσα σχεδιασμού

A $V_{\text{βάση τοιχώματος}}$

B $V_{\text{κορυφή τοιχώματος}} \geq V_{\text{βάση τοιχώματος}}/2$

Σχήμα 5.4: Περιβάλλουσα των διατμητικών δυνάμεων στα τοιχώματα διπλού συστήματος

4.4.2.5 Ειδικές διατάξεις για μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα

(1)P Για να εξασφαλίζεται ότι η **καμπτική διαρροή** προηγείται της επίτευξης της ΟΚΑ σε διάτμηση, θα αυξάνεται η **τέμνουσα δύναμη V'_{Ed}** από την ανάλυση.

(2) Η απαίτηση της **(1)** της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν σε κάθε όροφο του τοιχώματος η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού V_{Ed} λαμβάνεται από τη τέμνουσα δύναμη που υπολογίζεται από την ανάλυση, V'_{Ed}, σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \tag{5.10}$$

(3)P Πρόσθετες αξονικές δυνάμεις δυναμικής προέλευσης που αναπτύσσονται σε μεγάλα τοιχώματα λόγω αποκόλλησης από το έδαφος, ή λόγω ανοίγματος και κλεισίματος οριζόντιων ρωγμών, θα λαμβάνονται υπόψη στον έλεγχο ΟΚΑ του τοιχώματος για κάμψη με αξονική δύναμη.

(4) Εκτός αν διατίθενται αποτελέσματα ακριβέστερου υπολογισμού, η δυναμική συνιστώσα της αξονικής δύναμης τοίχων στην **(3)**P της παρούσας μπορεί να ληφθεί **ως το 50% της αξονικής δύναμης** στο τοίχωμα λόγω των φορτίων βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η δύναμη αυτή πρέπει να λαμβάνεται με θετικό ή αρνητικό πρόσημο, όποιο είναι το δυσμενέστερο.

(5) Εάν η τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς *q* δεν υπερβαίνει το 2.0**, η επίδραση της δυναμικής αξονικής δύναμης στις **(3)** και **(4)** της παρούσας μπορεί να αγνοηθεί.

4.4.3 Έλεγχοι ΟΚΑ και διαμόρφωση λεπτομερειών

4.4.3.1 Δοκοί

4.4.3.1.1 Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

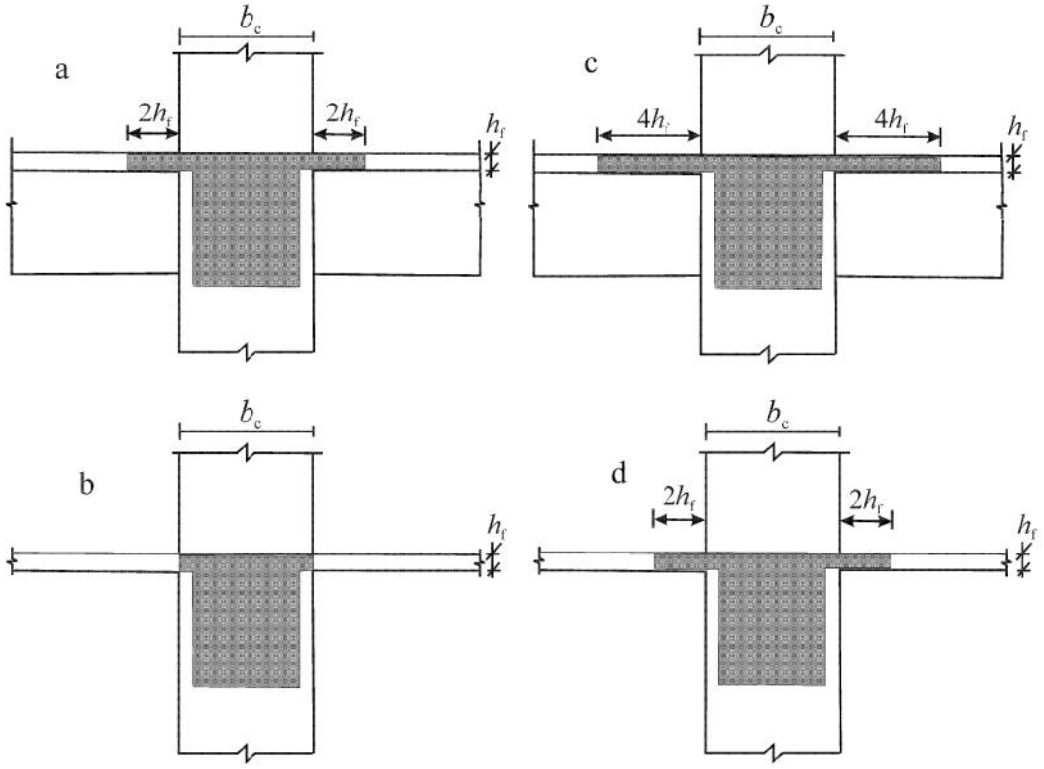
(1) Οι αντοχές σε κάμψη και διάτμηση πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004.

(2) Ο άνω οπλισμός των ακραίων διατομών κύριων σεισμικών δοκών με διατομή σχήματος Τ- ή L- πρέπει να τοποθετείται κυρίως μέσα στο πλάτος του κορμού. Μόνο μέρος αυτού του οπλισμού μπορεί να τοποθετηθεί έξω από το πλάτος του κορμού, αλλά πάντοτε μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff}.

(3) Το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff} μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

α) για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εξωτερικά υποστυλώματα, το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff} λαμβάνεται ίσο με το πλάτος b_c του υποστυλώματος, εάν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός (Σχήμα 5.5b), ή ίσο με το πλάτος αυτό αυξημένο κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού, εάν υπάρχει εγκάρσια δοκός παρόμοιου ύψους (Σχήμα 5.5a);

β) για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εσωτερικά υποστυλώματα, τα παραπάνω πλάτη μπορούν να αυξηθούν κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού (Σχήματα 5.5c και d).



Σχήμα 5.5: Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff} για δοκούς που εδράζονται σε υποστυλώματα

4.4.3.1.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1)P Οι περιοχές κύριας σεισμικής δοκού **σε μήκος $l_{cr} = h_w$** (όπου h_w είναι το ύψος της δοκού) από ακραία διατομή όπου η δοκός συνδέεται με κόμβο δοκού-υποστυλώματος, καθώς επίσης και από τις δύο πλευρές οποιασδήποτε άλλης διατομής που ενδέχεται να εμφανίσει διαρροή στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, θα θεωρούνται ως κρίσιμες περιοχές.

(2) Σε κύριες σεισμικές δοκούς που φέρουν διακοπτόμενα (φυτευτά) κατακόρυφα στοιχεία, οι περιοχές μέχρι σε **μήκος $2h_w$** σε κάθε πλευρά του φυτευτού κατακόρυφου στοιχείου πρέπει να θεωρούνται ως κρίσιμες περιοχές.

(3)P Για να ικανοποιηθεί η τοπική απαίτηση πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών δοκών, η τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_ϕ θα είναι τουλάχιστον ίση με την τιμή που δίνεται στην **5.2.3.4(3)**.

(4) Η απαίτηση της **(3)**P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες και στα δύο πέλματα της δοκού.

α) στη θλιβόμενη ζώνη τοποθετείται οπλισμός περισσότερος από το ήμισυ του οπλισμού που προβλέπεται στην εφελκυόμενη ζώνη, επιπλέον του θλιβόμενου οπλισμού που απαιτείται από τον **έλεγχο ΟΚΑ** της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

β) Το ποσοστό οπλισμού της εφελκυόμενης ζώνης ρ δεν υπερβαίνει την ακόλουθη τιμή ρ_{max}:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0{,}0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (5.11)$$

όπου τα ποσοστά οπλισμού της εφελκυόμενης και της **θλιβόμενης ζώνης, ρ και ρ',** είναι ανηγμένα σε ***bd*, όπου *b*** είναι το **πλάτος του θλιβόμενου πέλματος της δοκού.** Εάν η εφελκυόμενη ζώνη περιλαμβάνει πλάκα, ο οπλισμός των πλακών παράλληλος με την δοκό μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος που καθορίζεται στην **5.4.3.1.1(3)** περιλαμβάνεται στο ρ.

(5)P Σε ολόκληρο το μήκος μιας κύριας σεισμικής δοκού, το ποσοστό οπλισμού της εφελκυόμενης ζώνης, ρ, δεν θα είναι μικρότερο από την ακόλουθη ελάχιστη τιμή ρ_{min}:

$$\rho_{min} = 0{,}5\left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \tag{5.12}$$

(6)P Μέσα στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών δοκών, θα προβλέπονται συνδετήρες που ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες:

a) Η **διάμετρος d_{bw} των συνδετήρων** (σε mm) δεν θα είναι μικρότερη του 6.

b) Η **απόσταση** μεταξύ των **συνδετήρων, *s*,** (σε mm) δεν θα υπερβαίνει:

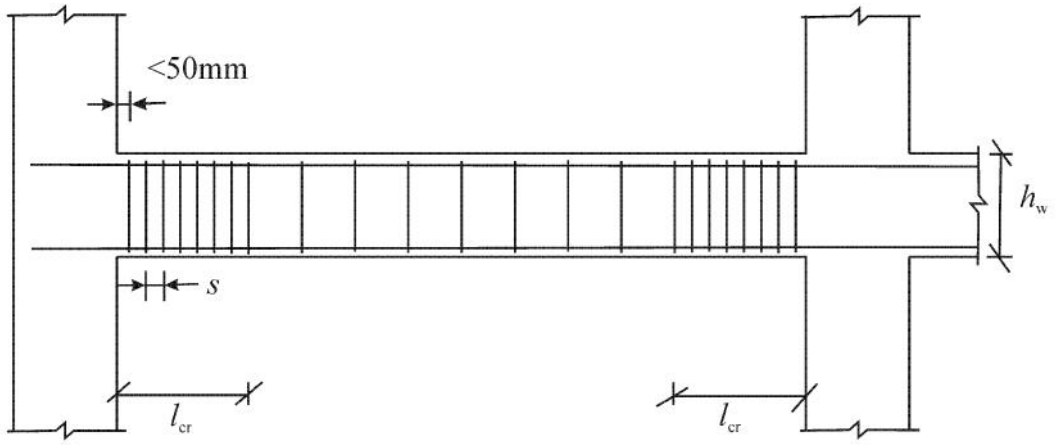
$$s = \min\{h_w/4;\ 24d_{bw};\ 225;\ 8d_{bL}\} \tag{5.13}$$

όπου

d_{bL} είναι η ελάχιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων (σε mm), και

h_w είναι το ύψος της δοκού (σε mm).

c) Η πρώτος συνδετήρας θα τοποθετείται σε απόσταση όχι μεγαλύτερη από 50 mm από την ακραία διατομή της δοκού (βλέπε Σχήμα 5.6).



Σχήμα 5.6: Εγκάρσιος οπλισμός σε κρίσιμες περιοχές των δοκών

4.4.3.2 Υποστυλώματα

4.4.3.2.1 Αντοχές

(1)P Η καμπτική και διατμητική αντοχή θα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, χρησιμοποιώντας τιμή της αξονικής δύναμης από την ανάλυση στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(2) Η διαξονική κάμψη μπορεί να ληφθεί υπόψη απλοποιητικά, εκτελώντας τον έλεγχο ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση με την μονοαξονική ροπή αντοχής μειωμένη κατά 30%.

(3)P Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης δεν θα υπερβαίνει το 0,65.

4.4.3.2.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων για τοπική πλαστιμότητα

(1)P Το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού ρ_l δεν θα είναι μικρότερο του 0,01 ούτε μεγαλύτερο του 0,04. Σε συμμετρικές διατομές πρέπει να προβλέπεται συμμετρικός οπλισμός ($\rho = \rho'$).

(2)P Θα προβλέπεται τουλάχιστον μια ενδιάμεση ράβδος σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος, ώστε να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων.

(3)P Οι περιοχές σε μήκος l_{cr} από κάθε ακραία διατομή κύριου σεισμικού υποστυλώματος θα θεωρούνται κρίσιμες περιοχές.

(4) Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, το μήκος της κρίσιμης περιοχής l_{cr} (σε μέτρα) μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$l_{cr} = \max\{h_c;\ l_{cl}/6;\ 0{,}45\} \tag{5.14}$$

όπου

h_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής του υποστυλώματος (σε μέτρα), και

l_{cl} είναι το καθαρό μήκος του υποστυλώματος (σε μέτρα).

(5)P Εάν $l_c/h_c<3$, ολόκληρο το ύψος του κύριου σεισμικού υποστυλώματος θα θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και θα οπλίζεται αναλόγως.

(6)P Στην κρίσιμη περιοχή στην βάση κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων πρέπει να διατίθεται τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, μ_ϕ, τουλάχιστον ίση με αυτήν που δίνεται στην **5.2.3.4(3)**.

(7)P Εάν, για την επίτευξη της καθορισμένης τιμής του μ_ϕ απαιτείται ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος μεγαλύτερη από ε_{cu2}=0,0035 σε οποιοδήποτε σημείο της διατομής, η απώλεια αντοχής λόγω αποφλοίωσης του σκυροδέματος θα αντιμετωπίζεται μέσω επαρκούς περίσφιγξης του πυρήνα του σκυροδέματος, με βαση τις ιδιότητες του περισφιγμένου σκυροδέματος στο EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**.

(8) Οι απαιτήσεις που ορίζονται στις**(6)**P και **(7)**P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\varphi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0{,}035 \tag{5.15}$$

όπου

ω_{wd} είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων περίσφιγξης μέσα στις κρίσιμες περιοχές

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος των βρόχων περίσφιγξης}}{\text{όγκος του σκυροδέματος του πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right];$$

μ_ϕ είναι η απαιτούμενη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων

ν_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ($\nu_d = N_{Ed}/A_c{:}f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στην διαρροή

h_c είναι το ύψος της συνολικής διατομής (παράλληλα με την οριζόντια διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται η τιμή του μ_ϕ που χρησιμοποιείται στην **(6)**P της παρούσας)

h_o είναι το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

b_c είναι το πλάτος της συνολικής διατομής

b_o είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

α είναι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης, ίσος με $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, με:

α) Για ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 b_o h_o \qquad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \qquad (5.17a)$$

όπου

n είναι το συνολικό πλήθος διαμηκών ράβδων που συγκρατούνται από κλειστούς συνδετήρες ή μονοσκελείς συνδετήρες, και

b_i είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες (βλέπε Σχήμα 5.7 - επίσης για b_o, h_o, s).

β) Για κυκλικές διατομές με κυκλικούς συνδετήρες και διάμετρο περισφιγμένου πυρήνα D_o (έως τον άξονα των συνδετήρων):

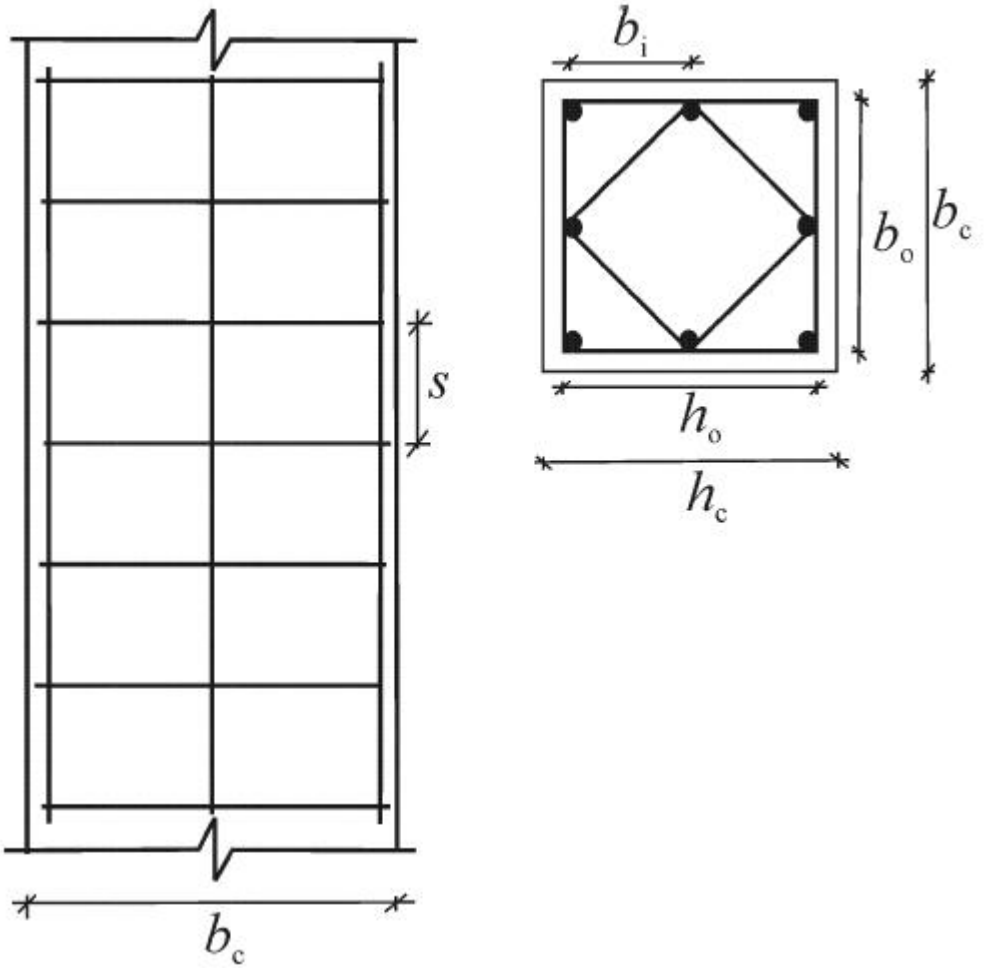
$$\alpha_n = 1 \qquad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \qquad (5.17b)$$

γ) Για κυκλικές διατομές με σπειροειδείς συνδετήρες:

$$\alpha_n = 1 \qquad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o) \qquad (5.17c)$$



Σχήμα 5.7: Περίσφιγξη πυρήνα σκυροδέματος

(9) Ελάχιστη τιμή του ω_{wd} ίση με 0,08 θα προβλέπεται στην κρίσιμη περιοχή στην βάση των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων.

(10)P Εντός των κρίσιμων περιοχών των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων θα προβλέπονται κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες διαμέτρου τουλάχιστον 6mm σε ισαπόσταση που να εξασφαλίζει μια ελάχιστη πλαστιμότητα και να αποτρέπει τοπικό λυγισμό των διαμηκών ράβδων. Η διάταξη των συνδετήρων πρέπει να είναι τέτοια ώστε η διατομή να τίθεται υπό συνθήκες τριαξονικής φόρτισης που προκαλούνται από τους συνδετήρες.

(11) Οι ελάχιστες απαιτήσεις της **(10)**P της παρούσας θεωρείται ότι πληρούνται εάν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες.

α) Η ισαπόσταση, s, των συνδετήρων (σε χιλιοστά) δεν υπερβαίνει:

$$s = \min\{b_o/2;\ 175;\ 8d_{bL}\} \qquad (5.18)$$

where

b_o (σε χιλιοστά) είναι ή ελάχιστη διάσταση του πυρήνα σκυροδέματος, και

d_{bL} είναι η ελάχιστη διάμετρος των διαμηκων ράβδων (σε χιλιοστά).

β) Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμηκων ράβδων συγκρατούμενων με συνδετήρες δεν υπερβαίνει τα 200 mm, λαμβάνοντας υπόψη το EN 1992-1-1:2004,

9.5.3(6).
(12)P Ο εγκάρσιος οπλισμός μέσα στην κρίσιμη περιοχή στη βάση των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων μπορεί να υπολογιστεί όπως ορίζεται στο EN 1992-1-1:2004, υπό τον όρο ότι η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι μικρότερη από 0,2 και η τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς** ***q*** που χρησιμοποιείται στην μελέτη δεν **υπερβαίνει το 2,0**.

4.4.3.3 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

(1) Η οριζόντιος οπλισμός περίσφιγξης στους κόμβους των κύριων σεισμικών δοκών με υποστυλώματα δεν πρέπει να είναι λιγότερος από αυτόν που ορίζεται στην **5.4.3.2.2(8)-(11)** για τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων, με εξαίρεση την περίπτωση που αναφέρεται στην ακόλουθη παράγραφο.
(2) Εάν και στις τέσσερις πλευρές του κόμβου συμβάλουν δοκοί με πλάτος τουλάχιστον ίσο προς τα τρία/τέταρτα της διάστασης της διατομής του υποστυλώματος παράλληλα προς το πλάτος αυτό, η ισαπόσταση των οριζόντιων οπλισμών περίσφιγξης του κόμβου μπορεί να αυξηθεί στο διπλάσιο της απόστασης που ορίζεται στην **(1)** της παρούσας αλλά θα είναι πάντα **μικρότερη από 150 mm.**
(3)P Θα διατάσσεται **τουλάχιστον μία ενδιάμεση κατακόρυφη ράβδος** (ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους υποστυλωμάτων) σε κάθε πλευρά ενός κόμβου κύριας σεισμικής δοκού ή υποστυλώματος.

4.4.3.4 Πλάστιμα τοιχώματα

4.4.3.4.1 Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

(1)P Η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση θα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στις ακόλουθες παραγράφους, χρησιμοποιώντας τιμή της αξονικής δύναμης όπως προκύπτει από την ανάλυση στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
(2) Σε κύρια σεισμικά τοιχώματα η τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου ν_d δεν πρέπει να **υπερβαίνει το 0,4.**
(3)P Ο κατακόρυφος οπλισμός κορμού θα λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής των διατομών του τοιχώματος.
(4) Σύνθετες διατομές τοιχωμάτων που αποτελούνται από συνδεδεμένα ή διασταυρούμενα ορθογώνια (διατομές L-, T-, Π-, I- ή παρόμοιες) πρέπει να λαμβάνονται σαν ενιαίες μονάδες που αποτελούνται από κορμό ή κορμούς παράλληλους ή σχεδόν παράλληλους προς την διεύθυνση της δρώσας σεισμικής τέμνουσας και ένα πέλμα ή πέλματα κάθετα ή σχεδόν κάθετα προς αυτήν. Για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος θα λαμβάνεται έξω από την παρειά του κορμού κατά το μικρότερο από τα ακόλουθα μήκη:

α) το πραγματικό πλάτος πέλματος

β) το ήμισυ της απόστασης έως έναν παρόμοιο κορμό του τοιχώματος, και

γ) το 25% του συνολικού ύψους του τοιχώματος πάνω από την εξεταζόμενη στάθμη.

4.4.3.4.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1) Το ύψος της κρίσιμης περιοχής h_{cr} πάνω από την βάση του τοιχώματος μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$h_{\mathrm{cr}} = \max\left\lfloor l_{\mathrm{w}},\ h_{\mathrm{w}} / 6 \right\rfloor \tag{5.19a}$$

αλλά

$$h_{\mathrm{cr}} \le \begin{cases} 2 \cdot l_{\mathrm{w}} \\ \begin{cases} h_{\mathrm{s}} & \text{για n} \le 6 \text{ ορόφους} \\ 2 \cdot h_{\mathrm{s}} & \text{για n} \ge 7 \text{ ορόφους} \end{cases} \end{cases} \tag{5.19b}$$

όπου $\boldsymbol{h_{\mathrm{s}}}$ είναι το **καθαρό ύψος ορόφου** και όπου η βάση ορίζεται ως η στάθμη της θεμελίωσης ή της οροφής υπόγειων ορόφων με άκαμπτα διαφράγματα και περιμετρικά τοιχώματα.

(2) Στις κρίσιμες περιοχές των τοιχωμάτων πρέπει να προβλέπεται τιμή της πλαστιμότητας καμπυλότητας μ_ϕ τουλάχιστον ίση με αυτήν που υπολογίζεται από τις εκφράσεις (5,4), (5.5) της **5.2.3.4(3)**, όπου η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_{o} στις εκφράσεις αυτές αντικαθίσταται από το γινόμενο *του* q_{o} επί την μέγιστη τιμή του λόγου $M_{\mathrm{Ed}}/M_{\mathrm{Rd}}$ στη βάση του τοιχώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, και όπου M_{Ed} είναι η ροπή κάμψεως σχεδιασμού από την ανάλυση και M_{Rd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού.

(3) Εκτός αν γίνει άμεση και ακριβής επαλήθευση για την τιμή του μ_ϕ που καθορίζεται στην **(2)** της παρούσας, η τιμή αυτή μπορεί να επιτευχθεί με την χρήση οπλισμού περίσφιγξης μέσα σε ακραίες περιοχές της διατομής, που αποκαλούνται στοιχεία άκρων, η έκταση των οποίων θα καθορίζεται σύμφωνα με τις **(4)** και **(5)** της παρούσας:

(4) Για τοιχώματα με ορθογωνική διατομή, το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του αναγκαίου οπλισμού περίσφιγξης ω_{wd} στα στοιχεία άκρων πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση, με τις -τιμές μ_ϕ όπως ορίζονται στην **(2)** της παρούσας:

$$\alpha\omega_{\mathrm{wd}} \ge 30\mu_\varphi\left(\nu_{\mathrm{d}} + \omega_\nu\right)\varepsilon_{\mathrm{sy,d}}\frac{b_{\mathrm{c}}}{b_{\mathrm{o}}} - 0{,}035 \tag{5.20}$$

όπου οι παράμετροι καθορίζονται στην **5.4.3.2.2(8)**, εκτός από το ω_ν, που είναι το **μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού** ($\omega_\nu=\rho_\nu f_{\mathrm{yd,v}}/f_{\mathrm{cd}}$).

(5) Σε τοιχώματα με εξογκώματα άκρων ή πέλματα ή με διατομή που αποτελείται από περισσότερα ορθογώνια (διατομές μορφής T-, L-, I-, U-, κλπ.) το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης στα στοιχεία άκρων μπορεί να καθοριστεί ως εξής:

α) Η αξονική δύναμη, N_{Ed}, και η συνολική διατομή του κατακόρυφου οπλισμού στον κορμό, A_{sv}, θα ανάγονται *στο* $h_{\mathrm{c}}b_{\mathrm{c}}f_{\mathrm{cd}}$, με το πλάτος του εξογκώματος ή του πέλματος σε θλίψη να λαμβάνεται ως πλάτος διατομής b_{c} ($\nu_{\mathrm{d}} = N_{\mathrm{Ed}} / h_{\mathrm{c}}b_{\mathrm{c}}f_{\mathrm{cd}}$, $\omega_\nu = (A_{\mathrm{sv}}/h_{\mathrm{c}}b_{\mathrm{c}})f_{\mathrm{yd}} / f_{\mathrm{cd}}$). Το ύψος της ουδέτερης γραμμής x_{u} στην οριακή καμπυλότητα μετά την αποφλοίωση του σκυροδέματος έξω από τον περισφιγμένο πυρήνα των στοιχείων άκρων μπορεί να υπολογιστεί ως:

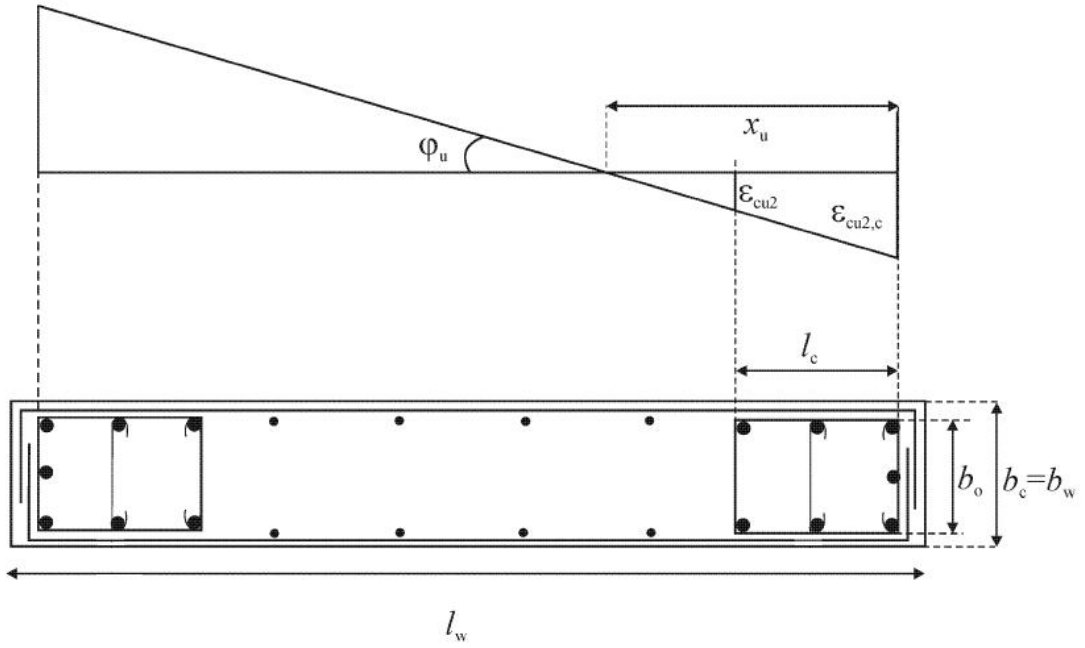
$$x_{\mathrm{u}} = \left(\nu_{\mathrm{d}} + \omega_\nu\right)\frac{l_{\mathrm{w}}b_{\mathrm{c}}}{b_{\mathrm{o}}} \tag{5.21}$$

όπου $\boldsymbol{b_{\mathrm{o}}}$ είναι το **πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα** στο εξόγκωμα ή πέλμα. Εάν η τιμή του $\boldsymbol{x_{\mathrm{u}}}$ από την έκφραση (5.21) δεν **υπερβαίνει το ύψος** του **εξογκώματος** ή του πέλματος μετά από την αποφλοίωση του σκυροδέματος κάλυψης, τότε το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης στο εξόγκωμα ή πέλμα

καθορίζεται όπως στην α) της παρούσας (δηλ. από την έκφραση (5.20), **5.4.3.4.2(4)**), με ν_d, ω_v, b_c και b_o να αναφέρονται στο πλάτος του εξογκώματος ή του πέλματος.

β) Εάν η τιμή *του* x_u υπερβαίνει το ύψος του εξογκώματος ή του πέλματος μετά από την αποφλοίωση του σκυροδέματος κάλυψης, μπορεί να ακολουθηθεί η γενική μέθοδος που βασίζεται σε: 1) ορισμό της πλαστιμότητας καμπυλότητας ως $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, 2) υπολογισμό του ϕ_u ως $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ και του ϕ_y ως $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) ισορροπία των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής για την εκτίμηση των θέσεων του ουδέτερου άξονα x_u και x_y, και 4) στις τιμές της αντοχής και της οριακής ανηγμένης παραμόρφωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος, $f_{ck,c}$ και $\varepsilon_{cu2,c}$ που δίνονται ως συναρτήσεις της δρώσας οριζόντιας τάσης περίσφιγξης από τον EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**. Ο αναγκαίος οπλισμός περίσφιγξης, αν είναι απαραίτητος, και τα μήκη περίσφιγξης του τοιχώματος πρέπει να υπολογιστούν αναλόγως.

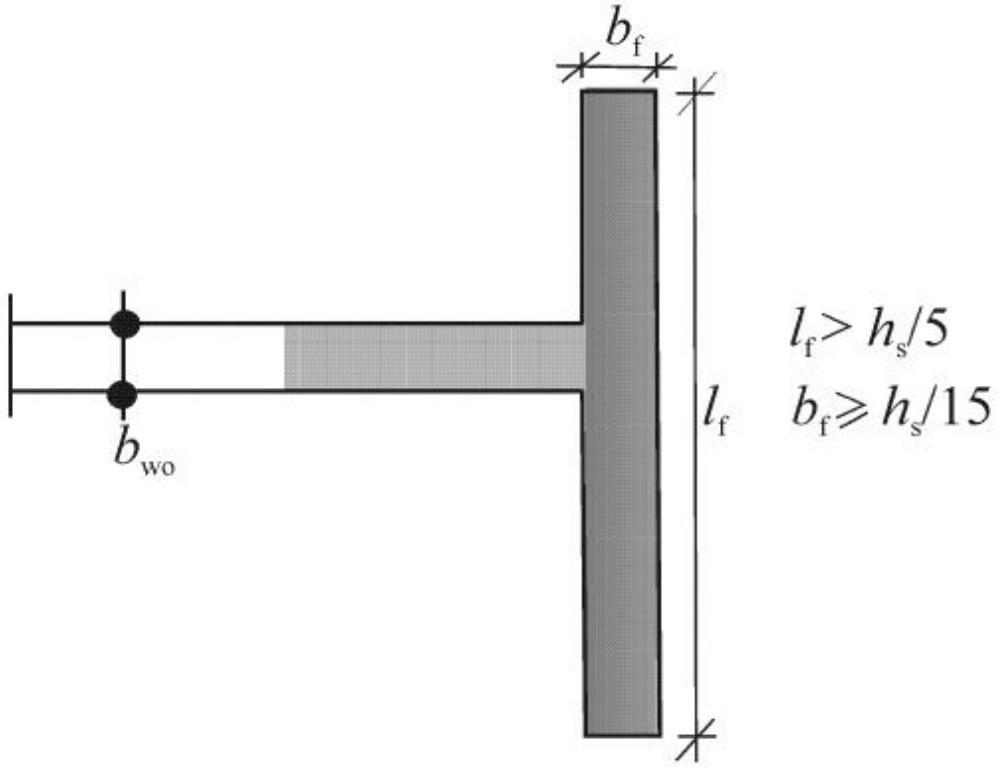
(6) Η περίσφιγξη στις **(3) - (5)** της παρούσας πρέπει να επεκτείνεται κατακόρυφα πάνω από το ύψος h_{cr} της κρίσιμης περιοχής όπως καθορίζεται στην **5.4.3.4.2 (1)** και οριζόντια σε μήκος l_c που μετράται από την ακραία θλιβόμενη ίνα του τοιχώματος μέχρι το σημείο όπου το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα μπορεί να αποφλοιωθεί λόγω των υψηλών θλιπτικών τάσεων. Εάν δεν είναι διαθέσιμα ακριβέστερα στοιχεία, η θλιπτική βράχυνση στην οποία αναμένεται **αποφλοίωση** μπορεί να ληφθεί ως ίση με $\boldsymbol{\varepsilon_{cu2}}$ = **0.0035.** Το περισφιγμένο στοιχείο άκρου μπορεί να περιοριστεί σε απόσταση $x_u(1-\varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ από τον άξονα του συνδετήρα κοντά στην ακραία θλιβόμενη ίνα, με το ύψος της περισφιγμένης ζώνης θλίψης x_u στην οριακή καμπυλότητα που υπολογίζεται από την ισορροπία (βλέπε έκφραση (5.21) για σταθερό πλάτος b_o της περισφιγμένης θλιβόμενης ζώνης) και την οριακή ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cu2,c}$ του περισφιγμένου σκυροδέματος που υπολογίζεται βάσει του EN 1992-1-1:2004, **3.1.9** ως $\boldsymbol{\varepsilon_{cu2,c}=0,0035+0,1\alpha\omega_{wd}}$ (Σχήμα 5.8). Κατ' ελάχιστον, το μήκος l_c του περισφιγμένου στοιχείου άκρου **δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερο από $0,15 \cdot l_w$ ή $1,50 . b_w$.**



Σχήμα 5.8: Περισφιγμένο στοιχείο άκρου στο ελεύθερο άκρο τοιχώματος

(πάνω: ανηγμένες παραμορφώσεις σε οριακή καμπυλότητα – κάτω: διατομή τοιχώματος)

(7) Δεν απαιτείται περισφιγμένο στοιχείο άκρου σε πέλματα τοίχων με πάχος $b_f \geq h_s/15$ και πλάτος $l_f \geq h_s/5$,, όπου h_s συμβολίζει το καθαρό ύψος ορόφου (Σχήμα 5.9). Εν τούτοις, μπορεί να απαιτούνται περισφιγμένα στοιχεία άκρων στα άκρα τέτοιων πελμάτων λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης του τοίχου.

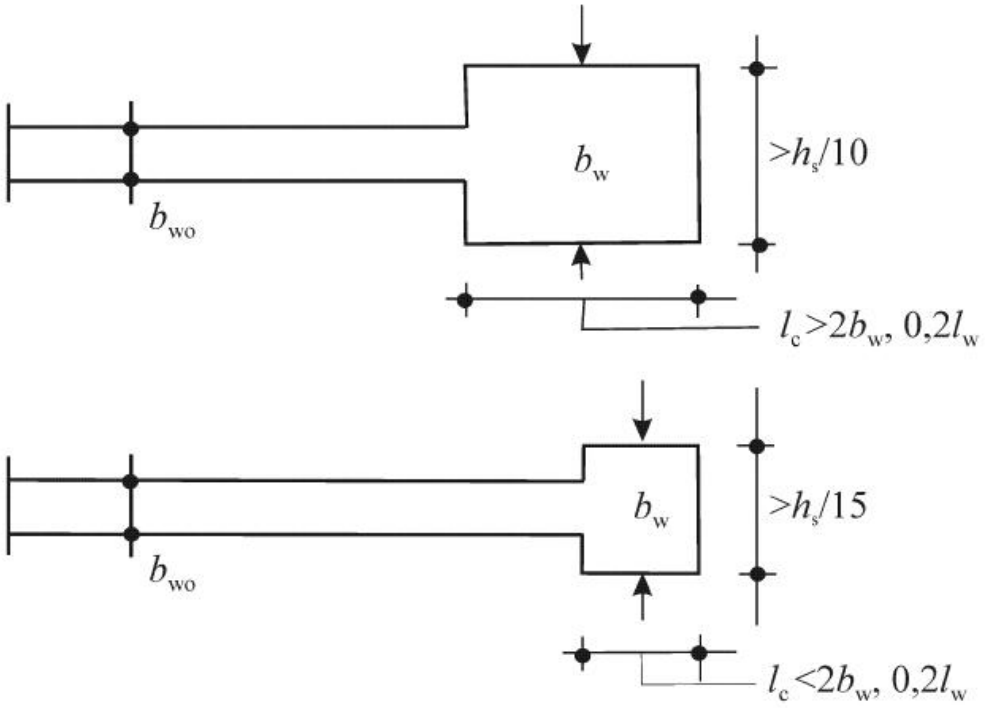


Σχήμα 5.9: Περισφιγμένο στοιχείο άκρου που δεν είναι απαραίτητο σε άκρο τοιχώματος με μεγάλο εγκάρσιο πέλμα

(8) Το ποσοστό διαμήκους οπλισμού στα στοιχεία άκρων **δεν πρέπει να είναι μικρότερο του n 0,005.**

(9) Οι απαιτήσεις της **5.4.3.2.2(9)** και **(11)** εφαρμόζονται μέσα σε στοιχεία **άκρων** των τοιχωμάτων. Πρέπει να χρησιμοποιούνται επικαλυπτόμενοι συνδετήρες, έτσι ώστε κάθε δεύτερη διαμήκης ράβδος να υποστηρίζεται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα.

(10) Το πάχος b_w των περισφιγμένων τμημάτων της διατομής τοιχωμάτων (στοιχεία άκρων) **δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 200 mm.** Επιπλέον, εάν το μήκος του περισφιγμένου τμήματος δεν υπερβαίνει το μέγιστο από τα $2b_w$ και $0,2l_w$, το b_w πρέπει να είναι όχι μικρότερο από $h_s/15$, όπου το h_s συμβολίζει το ύψος ορόφου. Εάν το μήκος του περισφιγμένου τμήματος υπερβαίνει το μέγιστο από τα $2b_w$ και $0,2l_w$, το b_w δεν θα είναι μικρότερο από $h_s/10$ (βλέπε Σχήμα 5.10).



Σχήμα 5.10: Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων άκρων

(11) Στο ύψος του τοιχώματος πάνω από την κρίσιμη περιοχή **εφαρμόζονται μόνον** οι σχετικοί κανόνες του **EN 1992-1-1:2004** σχετικά με τον κατακόρυφο, οριζόντιο και εγκάρσιο οπλισμό. Εντούτοις, σε τμήματα της διατομής όπου υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού η θλιπτική ανηγμένη παραμόρφωση ε_c **υπερβαίνει το 0,002,** πρέπει να διατάσσεται ελάχιστο κατακόρυφο ποσοστό οπλισμού 0,005.

(12) Ο εγκάρσιος οπλισμός των στοιχείων άκρων των **(4)** - **(10)** της παρούσας μπορεί να καθοριστεί σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004 μόνον εάν τηρείται μια από τις ακόλουθες συνθήκες:

α) Η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης σχεδιασμού ν_d δεν είναι μεγαλύτερη από 0.15, ή,

β) η τιμή του ν_d δεν είναι μεγαλύτερη από 0,20 και ο συντελεστής q που χρησιμοποιείται στην ανάλυση ληφθεί μειωμένος κατά 15%.

4.4.3.5 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα

4.4.3.5.1 Αντοχή σε κάμψη

(1)P Η ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική δύναμη θα ελέγχεται υποθέτοντας οριζόντια ρηγμάτωση, σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του ΕΝ 1992-1-1:2004, **συμπεριλαμβανομένης της υπόθεσης επιπεδότητας των διατομών.**

(2)P Οι ορθές τάσεις στο σκυρόδεμα θα περιορίζονται, ώστε να αποτρέπεται η εκτός επιπέδου αστάθεια του τοιχώματος.

(3) Η απαίτηση της **(2)**P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί βάσει των κανόνων του ΕΝ 1992-1-1:2004 για τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως, οι οποίοι, εάν είναι απαραίτητο, συμπληρώνονται με άλλους κανόνες για τις ορθές τάσεις στο σκυρόδεμα.

(4) Όταν η δυναμική αξονική δύναμη των **5.4.2.5 (3)**P και **(4)** λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική δύναμη, η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση ε_{cu2} για μη-περισφιγμένο σκυρόδεμα **μπορεί να αυξηθεί σε 0.005.** Υψηλότερη τιμή μπορεί να ληφθεί υπόψη για περισφιγμένο σκυρόδεμα, σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004, **3.1.9**, υπό τον όρο ότι η αποφλοίωση του μη-περισφιγμένου σκυροδέματος της επικάλυψης θα λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο.

4.4.3.5.2 Αντοχή σε διάτμηση

(1) Στις θέσεις όπου η τιμή V_{Ed} από την **5.4.2.5(2)** είναι μικρότερη από την τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής $V_{Rd,c}$ στο ΕΝ 1992-1-1:2004, **6.2.2**, δεν απαιτείται η πρόβλεψη ελάχιστου διατμητικού οπλισμού $\rho_{w,min}$ στον κορμό, λόγω του περιθωρίου ασφάλειας που παρέχεται από την μεγέθυνση των τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού στις **5.4.2.5(1)**P και **(2)** και επειδή η απόκριση (συμπεριλαμβανομένης πιθανής κεκλιμένης ρηγμάτωσης) οφείλεται σε επιβαλόμενη παραμόρφωση.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στον $\rho_{w,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι η ελάχιστη τιμή που προβλέπεται για τοιχώματα στο ΕΝ 1992-1-1:2004 και στο Εθνικό Προσάρτημα.

(2) Όπου δεν ικανοποιείται η συνθήκη $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, ο διατμητικός οπλισμός κορμού πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004, με προσομοίωμα δικτυώματος, με θλιπτήρες μεταβλητής κλίσης, ή με προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων, όποιο είναι το καταλληλότερο για την ειδική γεωμετρία του τοίχου.

(3) Εάν χρησιμοποιείται προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων, το πλάτος του θλιπτήρα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την παρουσία ανοιγμάτων και δεν πρέπει να υπερβαίνει το μικρότερο από τα $0{,}25 l_w$ ή $4 b_{wo}$.

(4) **Η ΟΚΑ σε διάτμηση ολίσθησης σε οριζόντιους αρμούς κατασκευής** πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004, **6.2.5**, με το μήκος αγκύρωσης των ράβδων αγκύρωσης που διαπερνούν την διεπιφάνεια του αρμού **αυξημένο κατά 50%** σε σχέση με το μήκος που απαιτείται από το ΕΝ 1992-1-1:2004.

4.4.3.5.3 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1) Οι κατακόρυφες ράβδοι που είναι απαραίτητες για τον έλεγχο ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική δύναμη, ή για την ικανοποίηση οποιωνδήποτε ελάχιστων απαιτήσεων οπλισμού, πρέπει να περικλείονται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα με διάμετρο μεγαλύτερη από 6 mm ή από το ένα τρίτο της κατακόρυφης διαμέτρου ράβδων, d_{bL}.

Οι κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες πρέπει να διατάσσονται σε κατακόρυφη απόσταση όχι μεγαλύτερη από 100 mm ή $8d_{bL}$, οποίο είναι μικρότερο.

(2) Κατακόρυφες ράβδοι απαιτούμενες από τον έλεγχο ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική δύναμη και περικλειόμενες οριζόντια με κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες σύμφωνα με την **(1)** της παρούσας πρέπει είναι συγκεντρωμένες σε στοιχεία άκρων στα άκρα της διατομής. Αυτά τα στοιχεία πρέπει να εκτείνονται στην διεύθυνση του μήκους l_w του τοιχώματος σε μήκος μεγαλύτερο από b_w ή $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$, όποιο είναι μεγαλύτερο, όπου σ_{cm} είναι η μέση τιμή της τάσης σκυροδέματος στην θλιβόμενη ζώνη στην ΟΚΑ κάμψης με αξονική δύναμη. Η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 12 mm στον χαμηλότερο όροφο του κτιρίου, ή σε οποιονδήποτε όροφο όπου το μήκος l_w *του* τοίχου μειώνεται σε σχέση με αυτό του υποκείμενου ορόφου περισσότερο από το ένα τρίτο του ύψους ορόφου h_s. Σε όλους τους άλλους ορόφους η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 10 mm.

(3) Για να αποφευχθεί αλλαγή στον τρόπο συμπεριφοράς από συμπεριφορά που κυριαρχείται από κάμψη σε συμπεριφορά που κυριαρχείται από διάτμηση, ο κατακόρυφος οπλισμός που προβλέπεται στην διατομή του τοιχώματος δεν πρέπει να υπερβαίνει χωρίς λόγο τον απαιτούμενο από τον έλεγχο ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική δύναμη και από τον έλεγχο για την ακεραιότητα του σκυροδέματος.

(4) Οπλισμός σύνδεσης υπό μορφή συνεχών ράβδων, οριζόντιων ή κατακόρυφων, πρέπει να διατάσσεται: (α) κατά μήκος όλων των διασταυρούμενων τοιχωμάτων ή των συνδέσεων με πέλματα (β) σε όλα τα επίπεδα ορόφων και (γ) στην περίμετρο ανοιγμάτων του τοιχώματος. Ως ελάχιστη απαίτηση, **αυτοί οι δεσμοί** πρέπει να ικανοποιούν τον ΕΝ 1992-1-1:2004, **9.10**.

4.5 Μελέτη για ΚΠΥ

4.5.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί και υλικά

4.5.1.1 Απαιτήσεις υλικών

(1)P Κατηγορίες σκυροδέματος χαμηλότρες από C 20/25 δεν θα χρησιμοποιούνται σε κύρια σεισμικά στοιχεία.

(2)P Η απαίτηση της παραγράφου **5.4.1.1(2)**P έχει εφαρμογή στην παρούσα.

(3)P Στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων, θα χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας C του Πίνακα C.1 του ΕΝ 1992-1-1:2004. Επιπλέον, η ανώτερη χαρακτηριστική τιμή (κλάσμα - 95%) της πραγματικής αντοχής διαρροής, $f_{yk,0,95}$, δεν θα υπερβαίνει την ονομαστική τιμή κατά περισσότερο από 25%.

4.5.1.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί

4.5.1.2.1 Δοκοί

(1)P Το πλάτος των κύριων σεισμικών δοκών δεν θα είναι μικρότερο των 200 mm.

(2)P Ο λόγος πλάτος προς ύψος του κορμού κύριων σεισμικών δοκών θα ικανοποιεί την έκφραση (5.40b) του ΕΝ 1992-1-1:2004.

(3)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.1.2.1(1)**P.

(4) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.1.2.1(2)**.

(5)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.1.2.1(3)**P.

4.5.1.2.2 Υποστυλώματα

(1)P Η **ελάχιστη διάσταση διατομής** των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων δεν θα είναι μικρότερη των 250 mm.

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.1.2.2(1)**.

4.5.1.2.3 Πλάστιμα τοιχώματα

(1)P Οι διατάξεις αφορούν ενιαία κύρια σεισμικά τοιχώματα, καθώς επίσης και τα επιμέρους μέλη συζευγμένων κύριων σεισμικών τοιχωμάτων, υπό εντατικά μεγέθη μέσα στο επίπεδό τους, **με πλήρη πάκτωση και αγκύρωση στην βάση τους** σε επαρκή υπόγεια ή θεμελιώσεις, έτσι ώστε το τοίχωμα **να μην είναι ελεύθερο να στρέφεται περί την βάση.** Από αυτή την άποψη, δεν επιτρέπονται τοιχώματα που φέρονται από πλάκες ή δοκούς (φυτευτά) (βλέπε επίσης **5.4.1.2.5**).

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.1.2.3(1)**.

(3) Ισχύουν οι πρόσθετες απαιτήσεις σε σχέση με το πάχος των περισφιγμένων στοιχείων άκρων των κύριων σεισμικών τοιχωμάτων, όπως ορίζονται στις **5.5.3.4.5(8)** και **(9)**.

(4) Τυχαία ανοίγματα, που δεν έχουν κανονική διάταξη ώστε να οδηγούν σε συζευγμένα τοιχώματα, πρέπει να αποφεύγονται σε κύρια σεισμικά τοιχώματα, εκτός εάν η επιρροή τους είναι είτε ασήμαντη είτε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση, διαστασιολόγηση και διαμόρφωση λεπτομερειών.

4.5.1.2.4 Ειδικοί κανόνες για δοκούς που φέρουν ασυνεχή κατακορυφα στοιχεία (φυτευτά)

(1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.1.2.5(1)**P.

(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.1.2.5(2)**P.

4.5.2 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

4.5.2.1 Δοκοί

(1)P Η παράγραφος **5.4.2.1(1)**P έχει εφαρμογή για τις τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψεως και των αξονικών δυνάμεων.

(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.2(1)**P.

(3) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.2(2)** με τιμή $\gamma_{Rd} = 1,2$ στην έκφραση (5.8).

4.5.2.2 Υποστυλώματα

(1) Η παράγραφος **5.4.2.1(1)**P (που αναφέρεται επίσης στις απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού της **5.2.3.3(2)**) έχει εφαρμογή για τις τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψεως και των αξονικών δυνάμεων.

(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.3(1)**P.

(3) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.3(2)** με τιμή $\gamma_{Rd} = 1,3$ στην έκφραση (5.9).

(4) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.3(3)**.

4.5.2.3 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

(1)P Η οριζόντια τέμνουσα που δρα στον πυρήνα ενός κόμβου μεταξύ κύριων σεισμικών δοκών και υποστυλωμάτων θα καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες συνθήκες σεισμικής δράσης, δηλ. συνθήκες ικανοτικού σχεδιασμού για τις δοκούς που συνδέονται στον κόμβο και **συμβατές τιμές** των τεμνουσών δυνάμεων στα άλλα συνδεόμενα στοιχεία.

(2) Επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται απλουστευμένες εκφράσεις για την οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα σκυροδέματος των κόμβων ως εξής:

α) σε **εσωτερικούς** κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{\mathrm{jhd}} = \gamma_{\mathrm{Rd}} (A_{\mathrm{s1}} + A_{\mathrm{s2}}) f_{\mathrm{yd}} - V_{\mathrm{C}} \tag{5.22}$$

β) σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{\mathrm{jhd}} = \gamma_{\mathrm{Rd}} \cdot A_{\mathrm{s1}} \cdot f_{\mathrm{yd}} - V_{\mathrm{C}} \tag{5.23}$$

όπου

A_{s1} είναι η διατομή του άνω οπλισμού της δοκού

A_{s2} είναι η διατομή του κάτω οπλισμού της δοκού

V_{C} είναι η τέμνουσα δύναμη του υποστυλώματος πάνω από τον κόμβο, από την ανάλυση σε σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης από παραμόρφωση του χάλυβα και δεν πρέπει να είναι μικρότερος από 1,2.

(3) Οι τέμνουσες δυνάμεις που δρουν σε κόμβους θα αντιστοιχούν στην δυσμενέστερη φορά της σεισμικής δράσης που επηρεάζει τις τιμές A_{s1}, A_{s2} και V_{C} που χρησιμοποιούνται στις εκφράσεις (5.22) και (5.23).

4.5.2.4 Πλάστιμα τοιχώματα

4.5.2.4.1 Ειδικές διατάξεις για εντός επιπέδου λιγυρά τοιχώματα

(1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.4(1)**P.

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.4(2)**.

(3) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.4(3)**.

(4)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.4(4)**P.

(5) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.4(5)**.

(6)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.2.4(6)**P.

(7) Η απαίτηση **(6)**P θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν εφαρμόζεται η ακόλουθη απλουστευμένη διαδικασία, η οποία εμπεριέχει τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού:
Οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού V_{Ed} θα υπολογίζονται σύμφωνα με την έκφραση:

$$V_{\mathrm{Ed}} = \varepsilon \cdot V'_{\mathrm{Ed}} \tag{5.24}$$

όπου

V'_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη που προκύπτει από την ανάλυση

ε είναι συντελεστής μεγέθυνσης, που υπολογίζεται από την έκφραση (5.25), αλλά δεν θα είναι μικρότερος του 1,5:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{\mathrm{Rd}}}{q} \cdot \frac{M_{\mathrm{Rd}}}{M_{\mathrm{Ed}}} \right)^2 + 0{,}1 \left(\frac{S_{\mathrm{e}}(T_{\mathrm{C}})}{S_{\mathrm{e}}(T_1)} \right)^2} \le q \tag{5.25}$$

όπου

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στην μελέτη;

M_{Ed} είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού στην βάση του τοιχώματος;

M_{Rd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού στην βάση του τοιχώματος;

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης από παραμόρφωση του χάλυβα. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, ο γ_{Rd} θα λαμβάνεται ίσος με 1,2;

T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου στην διεύθυνση των τεμνουσών δυνάμεων V_{Ed};

T_C είναι το άνω όριο της περιοχής περιόδων σταθερής φασματικής επιτάχυνσης του φάσματος (βλέπε **3.2.2**);

$S_e(T)$ είναι η τετμημένη του φάσματος ελαστικής απόκρισης (βλέπε **3.2.2**).

(8) Οι διατάξεις της **5.4.2.4(8)** έχουν εφαρμογή για λιγυρά τοιχώματα ΚΠΥ.

4.5.2.4.2 Ειδικές διατάξεις για κοντά τοιχώματα

(1)P Σε κύρια σεισμικά τοιχώματα με λόγο ύψους προς μήκος, h_w/l_w, όχι μεγαλύτερο από 2.0, δεν υπάρχει ανάγκη να τροποποιηθούν οι καμπτικές ροπές από την ανάλυση. **Η μεγέθυνση τέμνουσας λόγω δυναμικών επιδράσεων μπορεί επίσης να αγνοηθεί.**

(2) Η τέμνουσα δύναμη V'_{Ed} από την ανάλυση πρέπει να αυξάνεται ως εξής:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot (\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}) \cdot V'_{Ed} \le q \cdot V'_{Ed} \qquad (5.26)$$

(βλέπε **5.5.2.4.1(7)** για ορισμούς και τιμές των μεταβλητών).

4.5.3 Έλεγχοι ΟΚΑ και διαμόρφωση λεπτομερειών

4.5.3.1 Δοκοί

4.5.3.1.1 Αντοχή σε κάμψη

(1)P Η αντοχή σε κάμψη θα υπολογίζεται σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004.

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.1.1(2)**.

(3) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.1.1(3)**.

4.5.3.1.2 Αντοχή σε διάτμηση

(1)P Οι υπολογισμοί και έλεγχοι αντοχής σε διάτμηση θα γίνονται σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στις επόμενες παραγράφους.

(2)P Στις κρίσιμες περιοχές κύριων σεισμικών δοκών η κλίση θ του θλιπτήρα στο προσομοίωμα δικτυώματος θα είναι 45^o.

(3) Σχετικά με την διάταξη του διατμητικού οπλισμού μέσα στην κρίσιμη περιοχή στο άκρο μιας κύριας σεισμικής δοκού όπου η δοκός συνδέεται με υποστύλωμα, πρέπει να διακρίνονται οι ακόλουθες περιπτώσεις, που εξαρτώνται από την αλγεβρική τιμή του λόγου $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ μεταξύ της ελάχιστης και της μέγιστης δρώσας τέμνουσας δύναμης, που υπολογίζονται σύμφωνα με την **5.5.2.1(3).**

α) εάν $\zeta \ge -0,5$, η διατμητική αντοχή που παρέχεται από τον οπλισμό πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004.

β) εάν $\zeta < -0,5$, δηλ. όταν αναμένεται σχεδόν πλήρης αντιστροφή των τεμνουσών δυνάμεων, τότε:

i) εάν $|V_E|_{max} \le (2+\zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ (5.27)

όπου f_{ctd} είναι η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004, ισχύει ο ίδιος κανόνας όπως στην α) της παρούσας.

ii) εάν η $|V_E|_{max}$ υπερβαίνει το όριο της (5.27), πρέπει να διατάσσεται λοξός οπλισμός σε δύο διευθύνσεις (δισδιαγώνιος), είτε σε $\pm 45^o$ ως προς τον άξονα της δοκού είτε κατά τις διευθύνσεις των διαγωνίων της δοκού σε όψη, το δε ήμισυ της $|V_E|_{max}$ πρέπει να αναλαμβάνεται από συνδετήρες ενώ το υπόλοιπο ήμισυ από τον λοξό οπλισμό.

– Σε τέτοια την περίπτωση, ο έλεγχος διεξάγεται με βάση την συνθήκη

$$0{,}5 V_{Emax} \le 2 A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha \qquad (5.28)$$

όπου

A_s είναι η διατομή του λοξού οπλισμού στην μια διεύθυνση, που διασχίζει το πιθανό επίπεδο ολίσθησης (δηλ. την ακραία διατομή της δοκού).

α είναι η γωνία μεταξύ του λοξού οπλισμού και του άξονα της δοκού (κανονικά $\alpha = 45^o$, ή $\tan\alpha \approx (d\text{-}d')/l_b$).

4.5.3.1.3 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1)P Οι περιοχές κύριας σεισμικής δοκού μέσα σε μήκος $l_{cr}=1.5h_w$ (όπου h_w είναι το ύψος της δοκού) από διατομή άκρου, όπου η δοκός συνδέεται σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος, καθώς και προς τις δύο πλευρές οποιασδήποτε άλλης διατομής η οποία υπόκειται σε διαρροή στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, θα θεωρούνται κρίσιμες περιοχές.

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.1.2(2)**.

(3)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.1.2(3)**P.

(4) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.1.2(4)**.

(5)P Για την εξασφάλιση των αναγκαίων συνθηκών πλαστιμότητας, θα ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες σε όλο το μήκος μιας κύριας σεισμικής δοκού:

a) Θα ικανοποιείται η παράγραφος **5.4.3.1.2(5)**P

b) Θα διατάσσονται τουλάχιστον δύο ράβδοι υψηλής συνάφειας με d_b = 14 mm στην άνω και την κάτω πλευρά της δοκού, που θα καλύπτουν ολόκληρο το μήκος της.

c) Το εν τέταρτο του μέγιστου άνω οπλισμού στις στηρίξεις θα εκτείνεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού.

(6)P Εφαρμόζεται η **5.4.3.1.2(6)**P, με την έκφραση (5.13) να αντικαθίσταται από την ακόλουθη:

$$s=\min\{h_w/4;\ 24d_{bw};\ 175;\ 6d_{bL}\}. \qquad (5.29)$$

4.5.3.2 Υποστυλώματα

4.5.3.2.1 Αντοχές

(1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.1(1)**P.

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.1(2)**.

(3)P Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης ν_d δεν θα υπερβαίνει το 0,55.

4.5.3.2.2 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.2(1)**P.
(2)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.2(2)**P.
(3)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.2(3)**P.
(4) Όταν δεν υπάρχουν ακριβέστερες πληροφορίες, το μήκος της κρίσιμης περιοχής l_{cr} μπορεί να υπολογιστεί ως εξής (σε μέτρα):

$$l_{cr} = \max\{1{,}5h_c ; l_{cl} / 6;\ 0{,}6\} \tag{5.30}$$

όπου

h_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής (σε μέτρα), και

l_{cl} είναι το καθαρό μήκος της (σε μέτρα).

(5)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.2(5)**P.
(6)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.2(6)**P.
(7) Η διαμόρφωση λεπτομερειών των κρίσιμων περιοχών επάνω από τη βάση του υποστυλώματος πρέπει να βασίζεται σε ελάχιστη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλότητας μ_ϕ (βλ. **5.2.3.4**) που λαμβάνεται από την **5.2.3.4(3)**. Όπου ένα υποστύλωμα προστατεύεται έναντι δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης με την διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού της **4.4.2.3(4)** (δηλ. όπου ικανοποιείται η έκφραση (4.29)), η τιμή q_o στις εκφράσεις (5.4) και (5.5) μπορεί να αντικατασταθεί από τα 2/3 της τιμής *του* q_o που έχει ληφθεί στην διεύθυνση που είναι παράλληλη προς το ύψος της διατομής h_c του υποστυλώματος.
(8)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.2(7)**P.
(9) Οι απαιτήσεις των **(6)**P, **(7)** και **(8)**P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν η **5.4.3.2.2(8)** ικανοποιείται με τις τιμές του μ_ϕ που καθορίζονται στις **(6)**P και **(7)** της παρούσας.
(10) Θα προβλέπεται ελάχιστη τιμή του ω_{wd} ίση με 0,12 μέσα στην κρίσιμη περιοχή στην βάση του υποστυλώματος και ίση με 0,08 σε όλες τις κρίσιμες περιοχές πάνω από την βάση.

(11)P Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.2.2(10)**P.
(12) Οι ελάχιστες συνθήκες της **(11)**P της παρούσας θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν ικανοποιούνται όλες οι ακόλουθες απαιτήσεις.
α) Η διάμετρος d_{bw} των συνδετήρων είναι τουλάχιστον ίση με

$$d_{bw} \geq 0{,}4 \cdot d_{bL,\ max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} \tag{5.31}$$

β) Η ισαπόσταση s μεταξύ των συνδετήρων (σε mm) δεν υπερβαίνει την:

$$s = \min\{b_o / 3; 125; 6d_{bL}\} \tag{5.32}$$

όπου

b_o (σε mm) είναι η ελάχιστη διάσταση του πυρήνα (περισφιγμένου) σκυροδέματος (έως το εσωτερικό των κλειστών συνδετήρων), και

d_{bL} είναι η ελάχιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων (σε mm).

γ) Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων που περιβάλλονται από κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες δεν υπερβαίνει τα 150 mm
(13)P Στους κατώτατους δύο ορόφους κτιρίων θα προβλέπονται πέρα από τις κρίσιμες περιοχές για ένα επιπλέον μήκος ίσο με το ήμισυ του μήκους των περιοχών αυτών, συνδετήρες σύμφωνα με τις **(11)**P και **(12)** της παρούσας.

(14) Η διατομή **διαμήκους** οπλισμού που προβλέπεται στη βάση του υποστυλώματος του **κατώτατου ορόφου** (δηλ. όπου το υποστύλωμα συνδέεται με την θεμελίωση) δεν πρέπει να είναι μικρότερη από εκείνη που προβλέπεται στην κεφαλή του υποστυλώματος του ίδιου ορόφου.

4.5.3.3 Κόμβοι δοκού-υποστυλώματος

(1)P Η **διαγώνια θλίψη** που προκαλείται στον κόμβο από το διαγώνιο μηχανισμό θλιπτήρων δεν θα υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος παρουσία των εγκάρσιων εφελκυστικών παραμορφώσεων.

(2) Ελλείψει ακριβέστερου προσομοιώματος, η απαίτηση **(1)**P της παρούσας μπορεί να ικανοποιηθεί με χρήση των επόμενων κανόνων.

α) Σε **εσωτερικούς** κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη έκφραση:

$$V_{\mathrm{jhd}} \le \eta f_{\mathrm{cd}} \sqrt{1-\frac{\nu_{\mathrm{d}}}{\eta}}\, b_{\mathrm{j}}\, h_{\mathrm{jc}} \tag{5.33}$$

όπου

$\eta = 0{,}6(1-f_{\mathrm{ck}}/250)$;

h_{jc} είναι η απόσταση μεταξύ των ακραίων στρώσεων οπλισμού του υποστυλώματος

b_j είναι όπως ορίζεται στην έκφραση (5.34);

ν_{d} είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος, και

f_{ck} δίνεται σε MPa.

β) Σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

V_{jhd} πρέπει να είναι μικρότερη από το 80% της τιμής που δίνεται από το δεξιό μέρος της έκφρασης (5.33) όπου:

V_{jhd} δίνεται από τις εκφράσεις (5.22) ή (5.23) αντίστοιχα

και το δρων πλάτος κόμβου b_{j} είναι:

α) εάν $b_{\mathrm{c}} > b_{\mathrm{w}}$: $b_{\mathrm{j}} = \min\left\{b_{\mathrm{c}}; \left(b_{\mathrm{w}} + 0{,}5 \cdot h_{\mathrm{c}}\right)\right\}$; (5.34a)

β) εάν $b_{\mathrm{c}} < b_{\mathrm{w}}$: $b_{\mathrm{j}} = \min\left\{b_{\mathrm{w}}; \left(b_{\mathrm{c}} + 0{,}5 \cdot h_{\mathrm{c}}\right)\right\}$ (5.34b)

(3) Πρέπει να προβλέπεται επαρκής περίσφιγξη (και οριζόντια και κατακόρυφη) του κόμβου, για να περιορίζεται η μέγιστη διαγώνια εφελκυστική τάση του σκυροδέματος σ_{ct} σε f_{ctd}. Ελλείψει ακριβέστερου προσομοιώματος, η απαίτηση αυτή μπορεί να ικανοποιηθεί με την διάταξη οριζόντιων κλειστών συνδετήρων με διάμετρο μεγαλύτερη από 6 mm μέσα στον κόμβο, έτσι ώστε:

$$\frac{A_{\mathrm{sh}} \cdot f_{\mathrm{ywd}}}{b_{\mathrm{j}} \cdot h_{\mathrm{jw}}} \ge \frac{\left(\frac{V_{\mathrm{jhd}}}{b_{\mathrm{j}} \cdot h_{\mathrm{jc}}}\right)^2}{f_{\mathrm{ctd}} + \nu_{\mathrm{d}} f_{\mathrm{cd}}} - f_{\mathrm{ctd}} \tag{5.35}$$

όπου

A_{sh} είναι η συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων

V_{jhd} είναι όπως ορίζεται στις εκφράσεις (5.23) ή (5.24)

h_{jw} είναι η απόσταση μεταξύ άνω και κάτω οπλισμού της δοκού

h_{jc} είναι η απόσταση μεταξύ των **ακραίων** στρώσεων οπλισμού του υποστυλώματος

b_j είναι όπως ορίζεται στην έκφραση (5.34);

ν_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού του υπερκείμενου υποστυλώματος ($\nu_d = N_{Ed}/A_c{\cdot}f_{cd}$)

f_{ctd} είναι η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004.

(4) Εναλλακτικά προς τον κανόνα της **(3)** της παρούσας, η ακεραιότητα του κόμβου μετά από διαγώνια ρηγμάτωση μπορεί να εξασφαλιστεί με οπλισμό οριζόντιων κλειστών συνδετήρων. Για τον σκοπό αυτό πρέπει να διατάσσεται στον κόμβο η ακόλουθη συνολική διατομή οριζόντιων κλειστών συνδετήρων.

α) Σε εσωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}(A_{s1}+A_{s2})\, f_{yd}(1\text{-}0{,}8\,\nu_d) \qquad (5.36\alpha)$$

β) Σε εξωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd}(1\text{-}0{,}8\,\nu_d) \qquad (5.36\beta)$$

όπου ο γ_{Rd} είναι ίσος με 1,2 (βλ. **5.5.2.3(2)**) και η ανηγμένη αξονική δύναμη αναφέρεται στο υπερκείμενο υποστύλωμα στην έκφραση (5.36α), ή στο υποκείμενο υποστύλωμα στην έκφραση (5.36β).

(5) Οι οριζόντιοι κλειστοί συνδετήρες που υπολογίζονται κατά τις **(3)** και **(4)** της παρούσας πρέπει αν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένοι στο ύψος h_{jw} μεταξύ του άνω και του κάτω οπλισμού της δοκού. Σε εξωτερικούς αρμούς πρέπει να περικλείουν τα άκρα των ράβδων οπλισμού της δοκού, τα οποία πρέπει να έχουν καμφθεί προς τον κόμβο.

(6) Πρέπει να προβλέπεται επαρκής κατακόρυφος οπλισμός του υποστυλώματος που διέρχεται από τον κόμβο, έτσι ώστε:

$$A_{sv,i} \geq (2/3)\cdot A_{sh}\cdot\left(h_{jc}/h_{jw}\right) \qquad (5.37)$$

όπου A_{sh} είναι η απαιτούμενη συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων σύμφωνα με τις **(3)** και **(4)** της παρούσας και $A_{sv,i}$ είναι η συνολική διατομή των ράβδων που διατάσσονται ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους στις αντίστοιχες παρειές των υποστυλωμάτων (οι οποίες συμπεριλαμβάνουν και ράβδους που συνεισφέρουν στον διαμήκη οπλισμό των υποστυλωμάτων).

(7) Εφαρμόζεται η **5.4.3.3(1)**.

(8) Εφαρμόζεται η **5.4.3.3(2)**.

(9)P Εφαρμόζεται η **5.4.3.3(3)**P.

4.5.3.4 Πλάστιμα Τοιχώματα

4.5.3.4.1 Αντοχή σε κάμψη

(1)P Η **αντοχή σε κάμψη** θα υπολογίζεται και θα ελέγχεται όπως στα υποστυλώματα, υπό την δυσμενέστερη αξονική δύναμη για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

(2) Σε κύρια σεισμικά τοιχώματα η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης ν_d δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,35.

4.5.3.4.2 Διαγώνια θλιπτική αστοχία του κορμού λόγω διάτμησης

(1) Η τιμή του $V_{Rd,max}$ μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

α) εκτός κρίσιμης περιοχής:

όπως στο EN 1992-1-1:2004, με μήκος του μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων, z, ίσο με $0,8l_w$ και **κλίση του θλιπτήρα προς την κατακόρυφο, $\tan\theta$, ίση με 1,0.**

β) στην κρίσιμη περιοχή:

40% της τιμής εκτός κρίσιμης περιοχής.

4.5.3.4.3 Διαγώνιος εφελκυστική αστοχία του κορμού λόγω διάτμησης

(1)P Ο υπολογισμός του οπλισμού κορμού για τον έλεγχο ΟΚΑ σε διάτμηση θα λαμβάνει υπόψη την τιμή του λόγου διάτμησης $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed}\, l_w)$. Η μέγιστη τιμή α_s σε έναν όροφο πρέπει να χρησιμοποιείται σε έλεγχο ΟΚΑ ορόφου σε διάτμηση.

(2) Εάν ο λόγος $\alpha_s \geq 2,0$, ισχύουν οι διατάξεις των EN 1992-1-1:2004 **6.2.3(1)-(7),** με τις τιμές των z και $\tan\theta$ όπως στην **5.5.3.4.2(1)** α).

(3) Εάν $\alpha_s < 2,0$ ισχύουν οι ακόλουθες διατάξεις:

α) οι οριζόντιες ράβδοι κορμού θα ικανοποιούν την ακόλουθη έκφραση (βλέπε EN 1992-1-1:2004, **6.2.3(8)**):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75\rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \qquad (5.38)$$

όπου

ρ_h είναι το ποσοστό οπλισμού οριζόντιων ράβδων κορμού ($\rho_h = A_h/(b_{wo}\cdot s_h)$);

$f_{yd,h}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του οριζόντιου οπλισμού κορμού

$V_{Rd,c}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής για μέλη χωρίς διατμητικό οπλισμό, σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004,

Στην κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος η $V_{Rd,c}$ πρέπει να είναι ίση με 0 εάν η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι εφελκυστική.

β) Πρέπει να διατάσσονται σε ολόκληρο το ύψος του τοιχώματος κατακόρυφες ράβδοι κορμού, οι οποίες αγκυρώνονται και ενώνονται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004, ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v}\, b_{wo}\, z + \min N_{Ed} \qquad (5.39)$$

όπου

ρ_v είναι το ποσοστό οπλισμού των κατακόρυφων ράβδων κορμού ($\rho_v = A_v/b_{wo}\cdot s_v$);

$f_{yd,v}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του κατακόρυφου οπλισμού κορμού

και όπου η αξονική δύναμη N_{Ed} είναι θετική εφόσον είναι θλιπτική.

(4) Οι οριζόντιες ράβδοι κορμού πρέπει να είναι πλήρως αγκυρωμένες στα άκρα της διατομής του τοιχώματος, πχ. μέσω γάντζων 90^o ή 135^o.
(5) Οι οριζόντιες ράβδοι κορμού σε μορφή επιμήκων κλειστών ή πλήρως αγκυρωμένων συνδετήρων επιτρέπεται επίσης να θεωρηθεί ότι συνεισφέρουν πλήρως στην περίσφιγξη των στοιχείων άκρων του τοιχώματος.

4.5.3.4.4 Αστοχία ολίσθησης λόγω διάτμησης

(1)P Σε πιθανά επίπεδα αστοχίας ολίσθησης λόγω διάτμησης (παραδείγματος χάριν, σε αρμούς κατασκευής) που βρίσκονται μέσα σε κρίσιμες περιοχές πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$V_{Ed} \leq V_{Rd,\,S}$

όπου $V_{Rd,S}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής σε ολίσθηση.

(2) Η τιμη της $V_{Rd,S}$ μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \tag{5.40}$$

με:

$$V_{dd} = \min\begin{cases} 1{,}3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0{,}25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases} \tag{5.41}$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos\varphi \tag{5.42}$$

$$V_{fd} = \min\begin{cases} \mu_f \cdot \left[\left(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}\right) \cdot \xi + M_{Ed} / z\right] \\ 0{,}5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \tag{5.43}$$

όπου

$\boldsymbol{V_{dd}}$ είναι η αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων

$\boldsymbol{V_{id}}$ είναι η συμβολή λοξών ράβδων (σε γωνία φ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης, πχ. αρμό κατασκευής)

$\boldsymbol{V_{fd}}$ είναι η αντίσταση τριβής

$\boldsymbol{\mu_f}$ είναι ο συντελεστής τριβής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα υπό ανακυκλικές δράσεις, που μπορεί να υποτεθεί σαν ίσος με 0,6 για λείες διεπιφάνειες και 0,7 για τραχείες, όπως οι τελευταίες ορίζονται EN 1992-1-1:2004, **6.2.5(2)**;

z είναι το μήκος του μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων

$\boldsymbol{\xi}$ είναι το ανηγμένο ύψος της ουδέτερης γραμμής

$\boldsymbol{\Sigma A_{sj}}$ είναι το άθροισμα των διατομών των κατακόρυφων ράβδων του κορμού και των πρόσθετων ράβδων που διατάσσονται σε στοιχεία άκρων, ειδικά για αντίσταση σε ολίσθηση.

$\boldsymbol{\Sigma A_{si}}$ είναι το άθροισμα των διατομών όλων των κεκλιμένων ράβδων και στις δύο διευθύνσεις. Για τον σκοπό αυτό συνιστώνται ράβδοι μεγάλης διαμέτρου.

$$\eta = 0{,}6\,(1\text{-}f_{ck}(\text{MPa})/250) \tag{5.44}$$

$\boldsymbol{N_{Ed}}$ λαμβάνεται ως θετική σε θλίψη.

(3) Για κοντά τοιχώματα πρέπει να ικανοποιούνται τα ακόλουθα:

α) στη βάση του τοιχώματος η V_{id} πρέπει να είναι μεγαλύτερη του $V_{Ed}/2$;

β) σε υψηλότερα επίπεδα η V_{id} πρέπει να είναι **μεγαλύτερη** του $\boldsymbol{V_{Ed}/4}$.

(4) Οι λοξές ράβδοι πρέπει να αγκυρώνονται πλήρως και στις δύο πλευρές των πιθανών διεπιφανειών ολίσθησης και πρέπει να διασχίζουν όλες τις διατομές τοιχωμάτων μέσα σε απόσταση $0{,}5 \cdot l_w$ or $0{,}5 \cdot h_{w,}$ όποια είναι μικρότερη, επάνω από την κρίσιμη διατομή βάσεως.

(5) Οι λοξές ράβδοι οδηγούν σε αύξηση της καμπτικής αντοχής στην βάση του τοιχώματος, που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν η δρώσα τέμνουσα V_{Ed} υπολογίζεται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού (βλέπε **5.5.2.4.1(6)**P και (7) και **5.5.2.4.2(2)**). Μπορούν να χρησιμοποιηθούν δύο εναλλακτικές μέθοδοι.

α) Η αύξηση της καμπτικής αντοχής ΔM_{Rd},για τον υπολογισμό της V_{Ed}, μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin\varphi \cdot l_i \tag{5.45}$$

όπου

$\boldsymbol{l_i}$ είναι η απόσταση μεταξύ των αξόνων δύο ομάδων κεκλιμένων ράβδων τοποθετημένων υπό γωνία $\pm\phi$ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης και που μετράται στην διατομή βάσεως

και τα υπόλοιπα σύμβολα όπως στην έκφραση (5.42).

β) Η δρώσα τέμνουσα V_{Ed} μπορεί να υπολογιστεί αγνοώντας την επίδραση των λοξών ράβδων. Στην έκφραση (5.42), πρέπει τότε να χρησιμοποιηθεί για την V_{id} η καθαρή συμβολή των κεκλιμένων ράβδων (δηλ. η πραγματική συμβολή μειωμένη κατά την αύξηση της δρώσας τέμνουσας). Αυτή η καθαρή συμβολή των λοξών ράβδων στην αντοχή σε ολίσθηση μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \left[\cos\varphi - 0{,}5 \cdot l_i \cdot \sin\varphi / \left(\alpha_s \cdot l_w\right)\right] \tag{5.46}$$

4.5.3.4.5 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

(1) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(1)**.

(2) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(2)**.

(3) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(3)**.

(4) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(4)**.

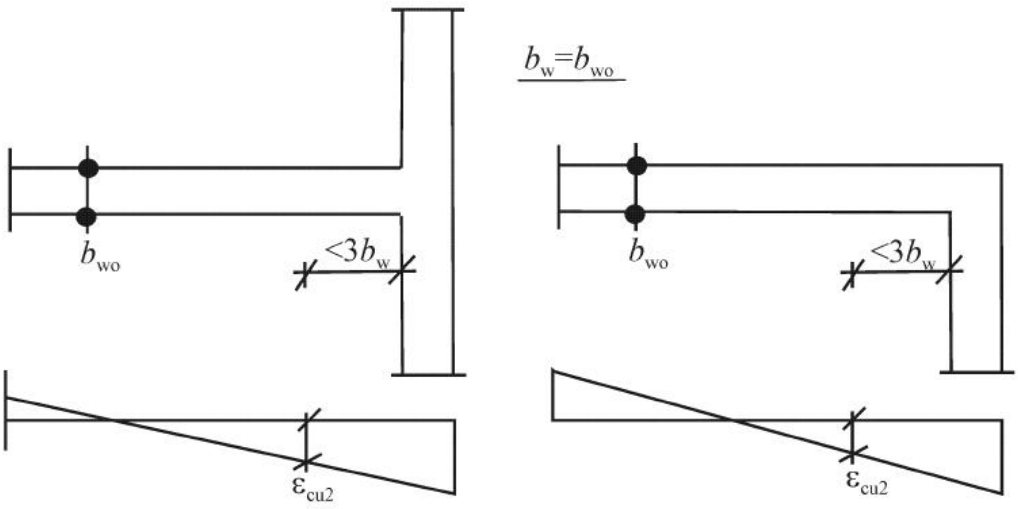
(5) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(5)**.

(6) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(6)**.

(7) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(8)**.

(8) Εφαρμόζεται η παράγραφος **5.4.3.4.2(10)**.

(9) Εάν το τοίχωμα συνδέεται με πέλμα πάχους $b_f \geq h_s/15$ και πλάτους $l_f \geq h_s/5$ (όπου h_s συμβολίζει το καθαρό ύψος ορόφου) και το περισφιγμένο στοιχείο άκρου είναι αναγκαίο να εκτείνεται πέρα από το πέλμα και μέσα στον κορμό για ένα πρόσθετο μήκος έως $3b_{wo}$, τότε το πάχος b_w του στοιχείου άκρου μέσα στον κορμό πρέπει απλώς να είναι σύμφωνο με τις διατάξεις της **5.4.1.2.3(1)** για b_{wo} (Σχήμα 5.11).



Σχήμα 5.11: Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων άκρων σε τοιχώματα ΚΠΥ με μεγάλα πέλματα

(10) Εξω από τα στοιχεία άκρων τοιχωμάτων ισχύουν οι απαιτήσεις που καθορίζονται στην **5.5.3.2.2(12)** και πρέπει να χρησιμοποιείται ελάχιστη τιμή ω_{wd} ίση με 0,12. Πρέπει να χρησιμοποιούνται κλειστοί **συνδετήρες με υπερκάλυψη**, ώστε κάθε δεύτερη ράβδος να αγκυρώνεται σε έναν κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα.
(11) Εξω από την κρίσιμη περιοχή πρέπει να προβλέπονται στοιχεία άκρων για έναν ακόμη όροφο, με τουλάχιστον το ήμισυ του οπλισμού περίσφιγξης που απαιτείται για την κρίσιμη περιοχή.
(12) Εφαρμόζεται η **5.4.3.4.2(11)**.
(13)P Θα αποφεύγεται πρόωρη διατμητική ρηγμάτωση τοιχωμάτων με την διάταξη ελάχιστου ποσού οπλισμού κορμού: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$.
(14) Ο οπλισμός κορμού πρέπει να διατάσσεται σε μορφή δύο πλεγμάτων ράβδων με ίδια χαρακτηριστικά πρόσφυσης, ένα σε κάθε παρειά του τοιχώματος. Τα πλέγματα θα συνδέονται με μονοσκελείς συνδετήρες σε αποστάσεις περίπου 500 mm.
(15) Ο οπλισμός κορμού πρέπει να έχει **διάμετρο όχι μικρότερη των 8 mm**, αλλά που δεν υπερβαίνει το εν όγδοο του πλάτους b_{wo} του κορμού. Πρέπει να τοποθετείται σε ισαπόσταση όχι μεγαλύτερη των 250mm ή 25 φορές την διάμετρο της ράβδου, όποια είναι μικρότερη.
(16) Για να αντιμετωπίζονται οι δυσμενείς επιδράσεις της ρηγμάτωσης στους αρμούς διάστρωσης και οι συναφείς αβεβαιότητες, πρέπει να διατάσσεται στους αρμούς αυτούς ένας ελάχιστος πλήρως αγκυρωμένος κατακόρυφος οπλισμός. Το ελάχιστο ποσοστό του οπλισμού ρ_{min}, που είναι απαραίτητος για την αποκατάσταση της αντοχής του μη-ρηγματωμένου σκυροδέματος έναντι διάτμησης είναι:

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} \left(1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w}\right) / \left(f_{yd} \cdot \left(1 + 1,5\sqrt{f_{cd} / f_{yd}}\right)\right) \\ 0,0025 \end{cases} \qquad (5.47)$$

όπου A_w είναι η συνολική οριζόντια επιφάνεια διατομής του τοιχώματος και η N_{Ed} θα είναι θετική σε θλίψη.

4.5.3.5 Στοιχεία σύζευξης συζευγμένων τοιχωμάτων

(1)P Σύζευξη τοιχωμάτων μέσω πλακών δεν θα λαμβάνεται υπόψη επειδή δεν είναι αποτελεσματική.

(2) Οι διατάξεις της **5.5.3.1** μπορεί να εφαρμόζονται σε δοκούς σύζευξης, μόνον εφόσον ισχύει μία από τις ακόλουθες συνθήκες:

α) Η πιθανότητα **ρηγμάτωσης** και στις δύο διαγώνιες διευθύνσεις είναι **μικρή**.

$$V_{Ed} \le f_{ctd} b_w d \qquad (5.48)$$

β) Εξασφαλίζεται ότι επικρατεί καμπτική μορφή αστοχίας. Αποδεκτός κανόνας εφαρμογής είναι:
$l/h \ge 3$.

(3) Εάν δεν ικανοποιείται καμία από τις συνθήκες της **(2)** η αντοχή στις σεισμικές δράσεις πρέπει να παρέχεται από οπλισμό διατεταγμένο κατά μήκος και των δύο διαγωνίων της δοκού, σύμφωνα με τα ακόλουθα (βλέπε Σχήμα 5.12):

α) Πρέπει να εξασφαλίζεται η ικανοποίηση της ακόλουθης έκφρασης:

$$V_{Ed} \le 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha \qquad (5.49)$$

όπου

V_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στο στοιχείο σύζευξης ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$);

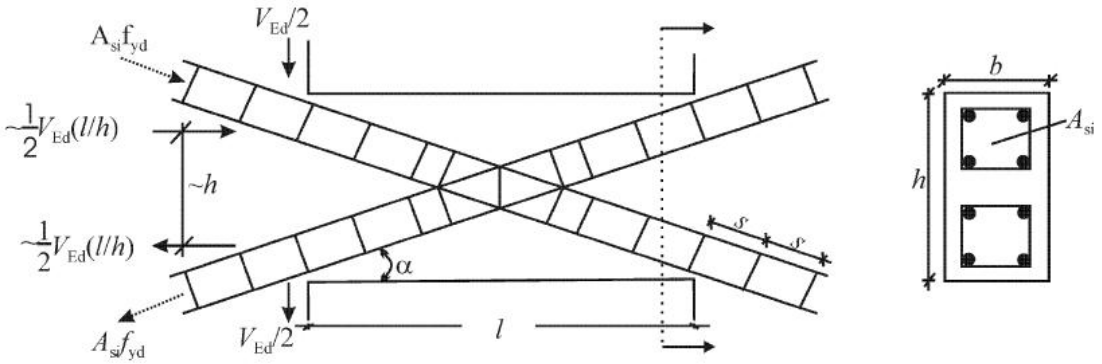
A_{si} είναι η συνολική διατομή των ράβδων οπλισμού σε κάθε διαγώνια διεύθυνση.

α είναι η γωνία μεταξύ των διαγώνιων ράβδων και του άξονα της δοκού.

β) Ο διαγώνιος οπλισμός πρέπει να διατάσσεται σε στοιχεία μορφής κλωβού υποστυλώματος με πλευρά τουλάχιστον ίση προς $0{,}5 b_w$. Το μήκος αγκύρωσής του πρέπει να είναι **κατά 50% μεγαλύτερο** από αυτό που απαιτείται από το EN 1992-1-1:2004.

γ) Πρέπει να προβλέπονται συνδετήρες στα στοιχεία κλωβού υποστυλώματος για να αποτραπεί ο λυγισμός των διαμηκων ράβδων. Οι διατάξεις της **5.5.3.2.2(12)** ισχύουν για τους συνδετήρες.

δ) πρέπει να διατάσσεται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός και στις δύο κατακόρυφες παρειές της δοκού, ο οποίος να ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις του EN 1992-1-1:2004 για υψίκορμες δοκούς. Ο διαμήκης οπλισμός δεν πρέπει να αγκυρώνεται στα συζευγμένα τοιχώματα και πρέπει να εισέρχεται μόνον κατά 150 mm μέσα σε αυτά.



Σχήμα 5.12: Δοκοί σύζευξης με δισδιαγώνιο οπλισμό

4.6 Διατάξεις για αγκυρώσεις και ενώσεις ράβδων

4.6.1 Γενικά

(1)P Για την διαμόρφωση λεπτομερειών του οπλισμού εφαρμόζεται το EN 1992-1-1:2004, Κεφάλαιο **8**, με τους πρόσθετους κανόνες των παρακάτω παραγράφων.

(2)P Οι συνδετήρες που χρησιμοποιούνται ως εγκάρσιος οπλισμός σε δοκούς, υποστυλώματα ή τοιχώματα θα διαμορφώνονται κλειστοί με γάντζους 135^{o} και μήκος $10d_{bw}$.

(3)P Σε φορείς ΚΠΥ το μήκος αγκύρωσης ράβδων δοκού ή υποστυλώματος που αγκυρώνεται μέσα σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος θα μετράται από ένα σημείο επί της ράβδου σε απόσταση $5d_{bL}$ μέσα από την παρειά του κόμβου, ώστε να λαμβάνετα υπόψη η διείσδυση διαρροής λόγω ανακυκλικών μετελαστικών παραμορφώσεων (για παράδειγμα δοκού, βλέπε Σχήμα 5.13α

4.6.2 Αγκύρωση ράβδων

4.6.2.1 Υποστυλώματα

(1)P Κατά τον υπολογισμό του μήκους αγκύρωσης η υπερκάλυψης των ράβδων υποστυλωμάτων οι οποίες συνεισφέρουν στην καμπτική αντοχή των στοιχείων σε κρίσιμες περιοχές, ο λόγος της απαιτούμενης προς την πραγματική επιφάνεια οπλισμού $A_{s,req}/A_{s,prov}$ **θα λαμβάνεται ως ίσος με 1.**

(2)P Εάν, υπό σεισμικές συνθήκες, η αξονική δύναμη σε ένα υποστύλωμα είναι εφελκυστική, τα μήκη αγκύρωσης θα αυξάνονται κατά 50% σε σχέση με αυτά που καθορίζονται στο EN 1992-1-1:2004.

4.6.2.2 Δοκοί

(1)P Το τμήμα του διαμήκους οπλισμού δοκών που κάμπτεται για αγκύρωση μέσα σε κόμβους θα διατάσσεται πάντοτε στο εσωτερικό των αντιστοίχων συνδετήρων των υποστυλωμάτων.

(2)P Για την αποφυγή αστοχίας συνάφειας, η διάμετρος των διαμηκων ράβδων δοκού που διέρχονται μέσω κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, d_{bL}, θα περιορίζεται σύμφωνα με τις ακόλουθες εκφράσεις:

α) για εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \le \frac{7{,}5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0{,}8 \cdot \nu_d}{1 + 0.75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \qquad (5.50a)$$

β) για εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \le \frac{7{,}5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \left(1 + 0{,}8 \cdot \nu_d\right) \qquad (5.50b)$$

όπου

h_c είναι το πλάτος του υποστυλώματος παράλληλα προς τις ράβδους

f_{ctm} είναι η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος

f_{yd} είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής χάλυβα

ν_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού στο υποστύλωμα, που λαμβάνεται με την ελάχιστη τιμή της για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ($\nu_d = N_{Ed}/f_{cd} \cdot A_c$);

k_D είναι συντελεστής που εκφράζει την κατηγορία πλαστιμότητας, ίσος με 1 για ΚΠΥ και με 2/3 για ΚΠΜ

ρ' είναι το ποσοστό οπλισμού των θλιβόμενων ράβδων που διέρχονται από τον κόμβο

ρ_{max} είναι το μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού (βλέπε **5.4.3.1.2(4)** και **5.5.3.1.3(4)**)

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος για την τιμή σχεδιασμού των αντοχών, που λαμβάνεται ίσος με 1,2 ή 1,0 αντίστοιχα για ΚΠΥ και ΚΠΜ (λόγω υπεραντοχής προερχόμενης από την σκλήρυνση λόγω παραμόρφωσης του διαμήκους οπλισμού της δοκού

Οι παραπάνω περιορισμοί (εκφράσεις (5.50)) δεν εφαρμόζονται σε διαγώνιες ράβδους που διέρχονται από κόμβους.

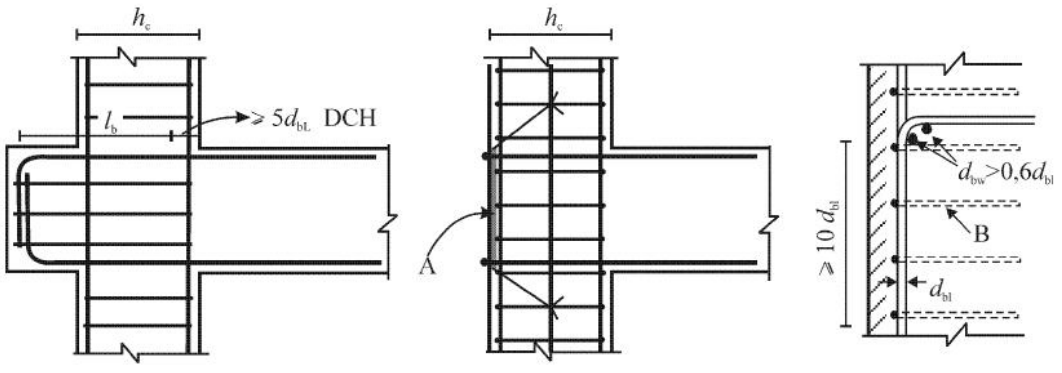
(3) Εάν η απαίτηση που καθορίζεται στην **(2)**P παραπάνω δεν μπορεί να ικανοποιηθεί σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, λόγω **μικρού ύψους** h_c, του υποστυλώματος παράλληλα προς τις ράβδους, μπορούν να ληφθούν τα ακόλουθα πρόσθετα μέτρα για την εξασφάλιση της αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού δοκών.

α) Η δοκός ή η πλάκα μπορεί να εκταθεί οριζόντια σε μορφή προβόλου προς τα έξω (βλέπε Σχήμα 5.13α).

β) Μπορούν να χρησιμοποιηθούν ράβδοι με κεφαλή αγκύρωσης ή πλάκα αγκύρωσης με συγκόλληση στα άκρα της ράβδου (βλέπε Σχήμα 5.13b).

γ) Ράβδοι μπορούν να καμφθούν προς το εσωτερικό του κόμβου με ελάχιστο μήκος $10d_{bL}$ και να διαταχθεί εγκάρσιος οπλισμός κοντά στο εσωτερικό της καμπύλης κάμψης των ραβδών (βλέπε Σχήμα 5.13γ).

(4)P Άνω ή κάτω ράβδοι που διέρχόνται από εσωτερικούς κόμβους θα τερματίζονται σε μέλη που συνδέονται στον κόμβο σε απόσταση όχι μικρότερη από l_{cr} (μήκος της κρίσιμης περιοχής του μέλους, βλέπε **5.4.3.1.2(1)**P και **5.5.3.1.3(1)**P) από την παρειά του κόμβου.



a) b) c)

a) b) c)

Σύμβολα

A πλάκα αγκύρωσης

B συνδετήρες που περικλείουν τις ράβδους του υποστυλώματος

Σχήμα 5.13: Επιπλέον μέτρα για αγκύρωση σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων

4.6.3 Ενώσεις ράβδων

(1)P Δεν θα διατάσσονται συγκολλημένες ενώσεις με υπερκάλυψη εντός των κρίσιμων περιοχών των στατικών στοιχείων.

(2)P Επιτρέπονται ενώσεις με μηχανικούς συνδέσμους σε υποστυλώματα και τοιχώματα, εφόσον οι σύνδεσμοι αυτοί καλύπτονται από κατάλληλες δοκιμές υπό συνθήκες συμβατές με την κατηγορία πλαστιμότητας που έχει επιλεγεί.

(3)P Ο εγκάρσιος οπλισμός που διατάσσεται μέσα στο μήκος υπερκάλυψης θα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1:2004. Επιπρόσθετα θα ικανοποιούνται οι **ακόλουθες απαιτήσεις.**

α) Εάν οι δύο ράβδοι που ενώνονται με υπερκάλυψη είναι διατεταγμένες σε επίπεδο παράλληλο προς τον εγκάρσιο οπλισμό, το άθροισμα των διατομών όλων των ράβδων που ενώνονται θα χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του εγκάρσιου οπλισμού.

β) Εάν οι ράβδοι που ενώνονται με υπερκάλυψη είναι διατεταγμένες σε επίπεδο κάθετο προς τον εγκάρσιο οπλισμό, η διατομή του εγκάρσιου οπλισμού θα υπολογίζεται με βάση την διατομή της μεγαλύτερης διαμήκους ράβδου, A_{sL}

γ) Η ισαπόσταση s, του εγκάρσιου οπλισμού στην ζώνη υπερκάλυψης (σε mm) δεν θα υπερβαίνει την

$$s = \min\{h/4; 100\} \tag{5.51}$$

όπου h είναι η ελάχιστη διάσταση της διατομής (σε mm).

(4) Η απαιτούμενη **διατομή του εγκάρσιου οπλισμού** A_{st} μέσα στην ζώνη υπερκάλυψης διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων που ενώνονται στην ίδια περιοχή (όπως ορίζεται στο EN 1992-1-1:2004), ή διαμήκους οπλισμού στοιχείων άκρων σε τοιχώματα, μπορεί να υπολογισθεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$A_{st} = s\,(d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd}) \tag{5.52}$$

όπου

A_{st} είναι η διατομή ενός σκέλους του εγκάρσιου οπλισμού

d_{bL} είναι η διάμετρος της ράβδου που ενώνεται

s είναι η ισαπόσταση των σκελών του εγκάρσιου οπλισμού

f_{yld} είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του διαμήκους οπλισμού

f_{ywd} είναι η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

4.7 Μελέτη και διαμόρφωση λεπτομερειών δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων

(1)P Οι διατάξεις της **5.7** έχουν εφαρμογή σε στοιχεία που υπόκεινται σε σημαντικές παραμορφώσεις στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (πχ. πλάκες με νευρώσεις δεν υπόκεινται στις απαιτήσεις της **5.7**). Τέτοια στοιχεία θα ελέγχονται και θα διαμορφώνονται ώστε να διατηρούν την ικανότητά τους να φέρουν τα φορτία

βαρύτητας της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού όταν υποβάλλονται στις μέγιστες παραμορφώσεις υπό την σεισμική δράση σχεδιασμού.
(2)P Οι μέγιστες παραμορφώσεις λόγω της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού θα υπολογίζονται σύμφωνα με την **4.3.4** και θα λαμβάνονται υπόψη τα αποτελέσματα P-Δ σύμφωνα με τις **4.4.2.2(2)** και **(3)**. Θα υπολογίζονται από ανάλυση του φορέα στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, στην οποία αγνοείται η συμβολή των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων στην οριζόντια δυσκαμψία και τα κύρια σεισμικά στοιχεία προσομοιώνονται με την ρηγματωμένη καμπτική και διατμητική δυσκαμψία τους.
(3) Τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία θα θεωρείται ότι ικανοποιούν τις απαιτήσεις της **(1)**P της παρούσας εάν οι καμπτικές ροπές και οι διατμητικές δυνάμεις τους υπολογίζονται με βάση: α) τις παραμορφώσεις της **(2)**P της παρούσας, και β) την ρηγματωμένη καμπτική και διατμητική δυσκαμψία τους, δεν υπερβαίνουν την καμπτική και διατμητική αντοχή σχεδιασμού τους M_{Rd} και V_{Rd}, αντίστοιχα, όπως αυτές υπολογίζονται με βάση το EN 1992-1-1:2004.

4.8 Στοιχεία θεμελίωσης από σκυρόδεμα

4.8.1 Πεδίο εφαρμογής
(1)P Οι ακόλουθες παράγραφοι έχουν εφαρμογή στην μελέτη στοιχείων θεμελίωσης από σκυρόδεμα, όπως **πέδιλα, συνδετήριοι δοκοί, δοκοί θεμελίωσης, πλάκες θεμελίωσης, τοιχώματα θεμελίωσης, πασσαλόδεσμοι και πάσσαλοι**, καθώς επίσης και σε συνδέσεις μεταξύ αυτών των στοιχείων ή μεταξύ αυτών και **κατακόρυφων στοιχείων από σκυρόδεμα**. Η μελέτη των στοιχείων αυτών θα είναι σύμφωνη με τους κανόνες του EN 1998-5:2004, **5.4**.
(2)P Εάν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για την μελέτη στοιχείων θεμελίωσης σε πλάστιμους φορείς, υπολογίζονται με βάση θεωρήσεις ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με την **4.4.2.6(2)**P, δεν αναμένεται απόδοση ενέργειας από τα στοιχεία αυτά κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η μελέτη των στοιχείων αυτών μπορεί να ακολουθεί τους κανόνες της **5.3.2(1)**P.
(3)P Εάν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για τα στοιχεία θεμελίωσης πλάστιμων φορέων προέρχονται από την ανάλυση για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού χωρίς τις θεωρήσεις ικανοτικού σχεδιασμού της **4.4.2.6(2)**P η μελέτη των στοιχείων αυτών θα ακολουθεί τους αντίστοιχους κανόνες για τα στοιχεία του ανωδομής για την επιλεγμένη κατηγορία πλαστιμότητας. Για συνδετήριες δοκούς και δοκούς θεμελίωσης οι διατμητικές δυνάμεις σχεδιασμού πρέπει να υπολογίζονται βάσει των εκτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού, σύμφωνα με την **5.4.2.2** για κτίρια ΚΠΜ, ή **5.5.2.1(2)**P, **5.5.2.1(3)** για κτίρια ΚΠΥ.
(4) Εάν τα εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις σχεδιασμού για στοιχεία θεμελίωσης έχουν υπολογισθεί χρησιμοποιώντας τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μικρότερη ή ίση προς το ανώτερο όριο του q για φορείς χωρίς απαιτήσεις απόδοσης ενέργειας (1,5 στα κτίρια σκυροδέματος, ή μεταξύ 1,5 και 2,0 στα κτίρια από χάλυβα ή στα σύμμικτα κτίρια, σύμφωνα με τη Σημείωση 1 του Πίνακα 6.1 ή τη Σημείωση 1 του Πίνακα 7.1, αντίστοιχα), η μελέτη των στοιχείων αυτών μπορεί να ακολουθεί τους κανόνες της **5.3.2(1)**P (βλ. επίσης **4.4.2.6 (3)**).
(5) Σε υπόγεια μορφής **κιβωτίου πλάστιμων φορέων** που αποτελούνται από: α) πλάκα σκυροδέματος που δρα σαν άκαμπτο διάφραγμα στη στάθμη οροφής του υπογείου, β) πλάκα θεμελίωσης ή εσχάρα συνδετήριων δοκών ή δοκών θεμελίωσης στη στάθμη θεμελίωσης, και γ) περιφερειακά ή/και εσωτερικά τοιχώματα θεμελίωσης σχεδιασμένα σύμφωνα με την **(2)**P της παρούσας, τα υποστυλώματα και

οι δοκοί (περιλαμβανομένων και αυτών της οροφής του υπογείου) αναμένεται να παραμείνουν ελαστικά υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και μπορούν να ελέγχονται σύμφωνα με την **5.3.2(1)P.** Τα τοιχώματα πρέπει να ελέγχονται για ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στη στάθμη οροφής υπογείου. Για τον λόγο αυτόν σε τοιχώματα στα οποία η διατομή παραμένει ίδια και πάνω από την οροφή του υπογείου, η κρίσιμη περιοχή θα λαμβάνεται ως εκτεινόμενη κάτω από το επίπεδο πλάκας ορόφου υπογείου έως ένα βάθος h_{cr} (βλέπε **5.4.3.4.2(1)** και **5.5.3.4.5(1)**). Επιπλέον, ολόκληρο το ελεύθερο ύψος τέτοιων τοιχωμάτων εντός του υπογείου πρέπει να διαστασιολογείται σε διάτμηση, υποθέτοντας ότι το τοίχωμα αναπτύσσει την καμπτική υπεραντοχή του (με γ_{Rd}=1,1 για ΚΠΜ και γ_{Rd}=1,2 για ΚΠΥ) στη στάθμη οροφής υπογείου και μηδενική ροπή στο επίπεδο θεμελίωσης.

4.8.2 Συνδετήριες δοκοί και δοκοί θεμελίωσης

(1)P Δεν επιτρέπεται η διαμόρφωση κοντών υποστυλωμάτων μεταξύ της άνω επιφάνειας πεδίλου ή πασσαλόδεσμου και του πυθμένα συνδετήριων δοκών ή πλακών θεμελίωσης. Για τον σκοπό αυτόν ο πυθμένας των συνδετήριων δοκών ή πλακών θεμελίωσης θα βρίσκεται κάτω από την άνω επιφάνεια του πεδίλου ή πασσαλόδεσμου.

(2) Οι αξονικές δυνάμεις σε συνδετήριες δοκούς ή συνδετήριες ζώνες πλακών θεμελίωσης που υπολογίζονται σύμφωνα με τις **5.4.1.2(6)** και **(7)** του ΕΝ 1998-5, πρέπει να λαμβάνονται στον έλεγχο ότι δρουν μαζί με τα εντατικά μεγέθη που υπολογίζονται σύμφωνα με την **4.4.2.6(2)**P ή **4.4.2.6(3)** για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη και αποτελέσματα δευτέρας τάξεως.

(3) Οι συνδετήριες δοκοί και οι δοκοί θεμελίωσης πρέπει να έχουν ελάχιστο πάχος ίσο με $b_{w,min}$ και ελάχιστο ύψος ίσο με $h_{w,min}$.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στα $b_{w,min}$ και $h_{w,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι $b_{w,min}$ = 0,25 m και $h_{w,min}$ = 0,4 m για κτίρια έως και τριών ορόφων, ή $h_{w,min}$ = 0,5 m για κτίρια με τέσσερις ή περισσότερους ορόφους πάνω από το υπόγειο.

(4) **Πλάκες θεμελίωσης** οι οποίες προβλέπονται σύμφωνα με το ΕΝ 1998-5:2004, **5.4.1.2(2)** για οριζόντια σύνδεση μεμονωμένων πεδίλων ή πασσαλόδεσμων, πρέπει να έχουν ελάχιστο πάχος t_{min} και **ελάχιστο ποσοστό οπλισμού** $\rho_{s,min}$ τόσον στην άνω όσον και την κάτω παρειά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στα t_{min} και $\rho_{s,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι t_{min} = 0,2 m και $\rho_{s,min}$ = 0.2%.

(5) Δοκοί σύνδεσης ή θεμελίωσης πρέπει να διαθέτουν ποσοστό διαμήκους οπλισμού σε όλο το μήκος τους τουλάχιστον $\rho_{b,min}$ στην άνω και την κάτω παρειά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στο $\rho_{b,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενη τιμή του $\rho_{b,min}$ είναι 0.4%.

4.8.3 Συνδέσεις κατακόρυφων στοιχείων με δοκούς θεμελίωσης ή τοιχώματα

(1)P Στην κοινή περιοχή (κόμβο) μιας δοκού θεμελίωσης ή ενός τοιχώματος θεμελίωσης με ένα κατακόρυφο στοιχείο θα εφαρμόζονται οι κανόνες της **5.4.3.3** ή **5.5.3.3** για περιοχές κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων.

(2) Εάν δοκός θεμελίωσης ή τοίχωμα θεμελίωσης φορέα ΚΠΥ ελέγχεται με εντατικά μεγέθη που βασίζονται σε θεώρηση ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με την **4.4.2.6(2)**P, η οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jhd} στην περιοχή του κόμβου υπολογίζεται με βάση αποτελέσματα της ανάλυσης των **4.4.2.6(2)**P, **(4)**, **(5)**, και **(6)**.

(3) Εάν δοκός θεμελίωσης ή τοίχωμα θεμελίωσης φορέα ΚΠΥ δεν ελέγχεται με θεώρηση ικανοτικού σχεδιασμού των **4.4.2.6(4)**, **(5)**, **(6)** (βλέπε **5.8.1(3)**P), η οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jhd} στην περιοχή του κόμβου υπολογίζεται σύμφωνα με την **5.5.2.3(2)**, εκφράσεις (5.22), (5.23), για κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων.
(4) Σε φορείς ΚΠΜ η σύνδεση των δοκών θεμελίωσης ή τοιχωμάτων θεμελίωσης με κατακόρυφα στοιχεία θα ακολουθεί τους κανόνες της **5.4.3.3**.
(5) Κάμψεις ή γάντζοι στο κάτω μέρος διαμήκων ράβδων κατακόρυφων στοιχείων πρέπει να έχουν τέτοια διάταξη ώστε να προκαλούν θλίψη στο εσωτερικό της περιοχής σύνδεσης.

4.8.4 Επί τόπου σκυροδετούμενοι πάσσαλοι και πασσαλόδεσμοι

(1)P Οι λεπτομέρειες της κεφαλής του πασσάλου μέσα σε μήκος από το κάτω μέρος του πασσαλόδεσμου ίσο με δύο φορές την διάσταση διατομής του πασσάλου, *d*, καθώς και περιοχών σε μήκος 2*d* σε κάθε πλευρά διεπιφάνειας μεταξύ εδαφικών στρωμάτων με ουσιαστικές διαφορές διατμητικής δυσκαμψίας (λόγος μέτρων διάτμησης μεγαλύτερος του 6), θα διαμορφώνονται ως περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων. Για τον σκοπό αυτόν θα προβλέπεται εγκάρσιος οπλισμός και οπλισμός περίσφιγξης σύμφωνα με τους κανόνες για κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων της αντίστοιχης κατηγορίας πλαστιμότητας ή τουλάχιστον για ΚΠΜ.
(2)P Όταν η απαίτηση που καθορίζεται στην **5.8.1(3)**P εφαρμόζεται στον σχεδιασμό πασσάλων πλάστιμων φορέων, οι πάσσαλοι θα σχεδιάζονται και θα έχουν διαμόρφωση λεπτομερειών για πιθανή δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην κεφαλή. Για τον σκοπό αυτόν, το μήκος στο οποίο απαιτείται αυξημένη ποσότητα εγκάρσιου οπλισμού και οπλισμού περίσφιγξης σύμφωνα με την **1**(P) της παρούσας **αυξάνεται κατά 50%.** Επιπλέον, στον έλεγχο ΟΚΑ του πασσάλου σε διάτμηση θα χρησιμοποιείται τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού τουλάχιστον ίση με αυτήν που υπολογίζεται σύμφωνα με τις **4.4.2.6(4)** έως **(8)**.
(3) Οι πάσσαλοι που απαιτούνται για την ανάληψη εφελκυστικών δυνάμεων ή που έχουν υποτεθεί πακτωμένοι στην κεφαλή, πρέπει να αγκυρώνονται στον πασσαλόδεσμο έτσι ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη της αντοχής σχεδιασμού του εδάφους σε εφελκυστική δύναμη, ή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του οπλισμού του πασσάλου, όποιο είναι χαμηλότερο. Εάν μέρος τέτοιων πασσάλων που ενσωματώνονται στον πασσαλόδεσμο σκυροδετείται πριν τον πασσαλόδεσμο, πρέπει να προβλέπεται δράση βλήτρου στη διεπιφάνεια όπου γίνεται η σύνδεση.

4.9 Τοπικές επιδράσεις λόγω τοιχοπληρώσεων από τοιχοποιία ή σκυρόδεμα

(1) Λόγω της ιδιαίτερης ευπάθειας των τοιχοπληρώσεων των ισογείων, πρέπει να αναμένεται στο σημείο αυτό πρόκληση σεισμογενούς μη-κανονικότητας, και πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα. Εάν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη μέθοδος, το σύνολο του ύψους των υποστυλωμάτων του ισογείου πρέπει να θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και να υφίσταται την κατάλληλη περίσφιγξη.
(2) Εάν το ύψος των τοιχοπληρώσεων είναι μικρότερο από το καθαρό ύψος των παρακείμενων υποστυλωμάτων, πρέπει να λαμβάνονται τα ακόλουθα μέτρα:
α) το συνολικό ύψος των υποστυλωμάτων θα θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και πρέπει να οπλίζεται με την ποσότητα και την διάταξη των συνδετήρων που απαιτούνται σε κρίσιμες περιοχές.
β) Οι συνέπειες της μείωσης του λόγου διάτμησης των υποστυλωμάτων αυτών πρέπει να αντιμετωπίζονται κατάλληλα. Για τον λόγο αυτόν, πρέπει να εφαρμόζονται οι **5.4.2.3** και **5.5.2.2** για τον υπολογισμό της δρώσας τέμνουσας δύναμης, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας. Στον υπολογισμό αυτόν το καθαρό ύψος του

υποστυλώματος, $l_{cl,}$ πρέπει να λαμβάνεται ίσο προς το μήκος του υποστυλώματος που δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις και η ροπή $M_{i,d}$ στην διατομή του υποστυλώματος στην άνω επιφάνεια της τοιχοπλήρωσης πρέπει να λαμβάνεται ίση με $\gamma_{Rd}.M_{Rc,i}$, όπου γ_{Rd} = 1.1 για ΚΠΜ και 1.3 για ΚΠΥ και $M_{Rc,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε κάμψη του υποστυλώματος.

γ) ο εγκάρσιος οπλισμός για την ανάληψη αυτής της τέμνουσας πρέπει να τοποθετείται στο ύψος του υποστυλώματος το οποίο δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις και να εκτείνεται σε μήκος h_c (διάσταση της διατομής υποστυλώματος στο επίπεδο της τοιχοπλήρωσης) εντός του τμήματος του υποστυλώματος που βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις.

δ) εάν το **μήκος του υποστυλώματος** που δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις είναι **μικρότερο από** $\mathbf{1.5}\boldsymbol{h_c}$ η τέμνουσα δύναμη πρέπει να αναλαμβάνεται από δισδιαγώνιο οπλισμό.

(3) Όπου οι τοιχοπληρώσεις εκτείνονται στο συνολικό ύψος των παρακείμενων υποστυλωμάτων, και υπάρχει τοιχοπλήρωση στην μία μόνον πλευρά του υποστυλώματος (πχ. σε γωνιακά υποστυλώματα) το συνολικό μήκος του υποστυλώματος πρέπει να θεωρείται κρίσιμη περιοχή και πρέπει να οπλίζεται με την ποσότητα και την διάταξη των συνδετήρων που απαιτούνται για κρίσιμες περιοχές.

(4) Το ύψος, $l_{c,}$ των υποστυλωμάτων επί του οποίου εφαρμόζεται η διαγώνια θλιπτική δύναμη του φατνώματος τοιχοπλήρωσης, πρέπει να ελέγχεται σε διάτμηση με την μικρότερη από τις ακόλουθες δύο τέμνουσες δυνάμεις: α) την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης του διαγώνιου θλιπτήρα του φατνώματος, που λαμβάνεται ως ίση με την οριζόντια διατμητική αντοχή του φατνώματος τοιχοπλήρωσης, όπως υπολογίζεται βάσει της διατμητικής αντοχής των οριζόντιων αρμών ή β) την τέμνουσα δύναμη που υπολογίζεται σύμφωνα με την **5.4.2.3** ή **5.5.2.2**, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, υποθέτοντας ότι η καμπτική ικανότητα υπεραντοχής του υποστυλώματος, $\gamma_{Rd}.M_{Rc,i}$, αναπτύσσεται στα δύο άκρα του μήκους επαφής, l_c. Το μήκος επαφής πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το πλήρες κατακόρυφο ύψος του διαγώνιου θλιπτήρα της τοιχοπλήρωσης. Εκτός εάν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση του ύψους αυτού, η οποία λαμβάνει υπόψη τις ελαστικές ιδιότητες και τη γεωμετρία της τοιχοπλήρωσης και των υποστυλωμάτων, το ύψος των θλιπτήρων μπορεί να υποτεθεί σαν σταθερό κλάσμα του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος.

4.10 Διατάξεις για διαφράγματα από σκυρόδεμα

(1) Συμπαγής πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα ως διάφραγμα εάν έχει πάχος πάνω από 70mm και οπλισμό σε κάθε μια από τις οριζόντιες διευθύνσεις, τουλάχιστον ίσο με τον ελάχιστο οπλισμό που καθορίζεται στο ΕΝ 1992-1-1:2004.

(2) Επί τόπου διαστρωνόμενη επικάλυψη από σκυρόδεμα πάνω σε προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδων ή οροφών μπορεί να θεωρηθεί ως διάφραγμα εάν: α) συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις του (1) της παρούσας, β) έχει σχεδιαστεί ώστε να παρέχει εξολοκλήρου η ίδια την απαιτούμενη δυσκαμψία και αντοχή διαφράγματος, και γ) σκυροδετείται πάνω σε καθαρό, τραχύ υπόστρωμα, ή συνδέεται με το τελευταίο μέσω συνδετήρων.

(3)P Η αντισεισμική μελέτη θα περιλαμβάνει έλεγχο ΟΚΑ των διαφραγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος σε φορείς ΚΠΥ που έχουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- μη-κανονική γεωμετρία ή διασπασμένα σχήματα σε κάτοψη, καθώς και διαφράγματα με εσοχές ή εισέχουσες γωνίες στην περίμετρο

- μη-κανονικές μεγάλες οπές στο διάφραγμα
- μη-κανονική κατανομή μαζών και/ή δυσκαμψιών (όπως πχ. σε περιπτώσεις ορόφων σε εσοχή ή με σχετική μετάθεση)
- υπόγεια με τοιχώματα μόνον σε μέρος της περιμέτρου ή μονον σε μέρος της επιφάνειας του ισογείου.

(4) Τα εντατικά μεγέθη σε διαφράγματα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορούν να υπολογισθούν με προσομοίωση του διαφράγματος ως υψίκορμης δοκού ή επιπέδου δικτυώματος ή ως συστήματα θλιπτήρων-ελκυστήρων, τα οποία στηρίζονται σε ελαστικές στηρίξεις.

(5) Οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την **4.4.2.5**.

(6) Οι αντοχές σχεδιασμού θα υπολογίζονται σύμφωνα με το ΕΝ 1992-1-1:2004.

(7) Σε περιπτώσεις στατικών συστημάτων πυρήνα ή τοιχωμάτων ΚΠΥ, πρέπει να ελέγχεται η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων από τα διαφράγματα στους πυρήνες ή στα τοιχώματα. Σχετικά, ισχύουν ο ακόλουθες διατάξεις:

α) η διατμητική τάση σχεδιασμού στην διεπιφάνεια μεταξύ διαφράγματος και πυρήνα ή τοιχώματος θα περιορίζεται σε $1,5f_{ctd}$, για περιορισμό της ρηγμάτωσης.

β) πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή κατά της αστοχίας διατμητικής ολίσθησης, υποθέτοντας κλίση θλιπτήρα 45^{o}. Πρέπει να προβλέπονται πρόσθετες ράβδοι που να συνεισφέρουν στην διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας μεταξύ διαφραγμάτων και πυρήνων ή τοιχωμάτων. Η αγκύρωση των ράβδων αυτών θα είναι σύμφωνη με τις διατάξεις της **5.6**.

4.11 Προκατασκευασμένοι φορείς από σκυρόδεμα

4.11.1 Γενικά

4.11.1.1 Πεδίο εφαρμογής και στατικά συστήματα

(1)P Η παράγραφος **5.11** εφαρμόζεται σε αντισεισμική μελέτη φορέων που αποτελούνται εν μέρει ή στο σύνολό τους από προκατασκευασμένα στοιχεία.

(2)P Εκτός αν ορίζεται διαφορετικά (βλέπε **5.11.1.3.2(4)**), ισχύουν όλες οι διατάξεις του Κεφαλαίου **5** του παρόντος Ευρωκώδικα και του Κεφαλαίου **10** του ΕΝ 1992-1-1:2004.

(3) Τα ακόλουθα στατικά συστήματα, όπως ορίζονται στις **5.1.2** και **5.2.2.1**, καλύπτονται από την **5.11**:

- πλαισιωτά συστήματα
- συστήματα τοιχωμάτων
- διπλά συστήματα (από προκατασκευασμένα πλαίσια και προκατασκευασμένα ή μονολιθικά τοιχώματα).

(4) Επιπλέον, καλύπτονται και τα ακόλουθα συστήματα:

- φορείς από προκατασκευασμένα τοιχώματα (φορείς με εγκάρσια τοιχώματα);
- κυμελωτοί φρορείς (συστήματα από προκατασκευασμένες μονολιθικές κυψέλες).

4.11.1.2 Αξιολόγηση προκατασκευασμένων φορέων

(1) Κατά την προσομοίωση προκατασκευασμένων φορέων θα γίνονται οι **ακόλουθες αξιολογήσεις**.

α) Αναγνώριση του διαφορετικού ρόλου των φερόντων στοιχείων σε:

- στοιχεία που φέρουν μόνον φορτία βαρύτητας, όπως π.χ. αμφιαρθρωτά στοιχεία διατεταγμένα γύρω από πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος
- στοιχεία που φέρουν φορτία βαρύτητας και σεισμικά φορτία, π.χ. πλαίσια ή τοιχώματα
- στοιχεία που παρέχουν επαρκή σύνδεση μεταξύ φερόντων στοιχείων, π.χ. διαφράγματα δαπέδων ή οροφών.

β) Αξιολόγηση της δυνατότητας του συστήματος να ικανοποιήσει τις διατάξεις σεισμικής **αντοχής των 5.1 έως 5.10,** ως εξής:

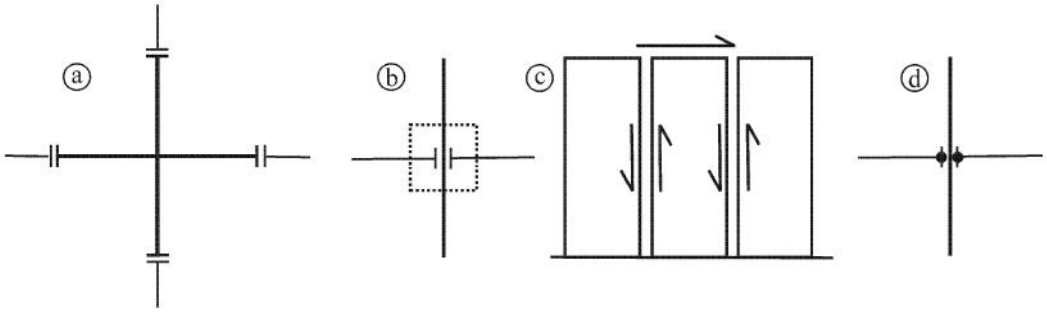
- προκατασκευασμένο σύστημα που μπορεί να ικανοποιήσει το σύνολο των διατάξεων αυτών
- προκατασκευασμένα συστήματα που συνδυάζονται με επί τόπου σκυροδετημένα υποστυλώματα ή τοιχώματα ώστε να ικανοποιούν το σύνολο των διατάξεων αυτών
- προκατασκευασμένα συστήματα που δεν ικανοποιούν κάποιες από τις διατάξεις αυτές και κατά συνέπειαν απαιτούν πρόσθετα κριτήρια σχεδιασμού και για τα οποία πρέπει να οριστούν χαμηλότεροι συντελεστές συμπεριφοράς.

γ) Αναγνώριση μη-φερόντων στοιχείων, τα οποία μπορεί να είναι:

- στοιχεία πλήρως ασύζευκτα με τον φορέα, ή
- στοιχεία που παρουσιάζουν μερική αντίσταση στην παραμόρφωση των φερόντων στοιχείων.

δ) Αναγνώριση **της επίδρασης των συνδέσεων** στην ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα:

- συνδέσεις που βρίσκονται εξολοκλήρου εκτός κρίσιμων περιοχών (όπως ορίζεται στην **5.1.2(1)**), και δεν επηρεάζουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα (βλέπε **5.11.2.1.1** και π.χ. Σχήμα 5.14.α)
- συνδέσεις που βρίσκονται εντός κρίσιμων περιοχών αλλά είναι επαρκώς υπερδιαστασιολογημένες σε σχέση με τον υπόλοιπο φορέα, ώστε να παραμένουν ελαστικές κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ενώ η μετελαστική απόκριση περιορίζεται σε άλλες κρίσιμες περιοχές (βλέπε **5.11.2.1.2** και π.χ. Σχήμα 5.14β);
- συνδέσεις που βρίσκονται μέσα σε κρίσιμες περιοχές και διαθέτουν σημαντική πλαστιμότητα (βλέπε **5.11.2.1.3** και π.χ. Σχήμα 5.14γ).



Σχήμα 5.14: α) σύνδεση που βρίσκεται εκτός κρίσιμων περιοχών β) υπερδιαστασιολογημένη σύνδεση με πλαστικές αρθρώσεις που έχουν μεταφερθεί εκτός της σύνδεσης γ) πλάστιμες διατμητικές συνδέσεις μεγάλων τοιχωμάτων εντός κρίσιμων περιοχών (πχ. στο ισόγειο), και δ) πλάστιμες συνδέσεις συνεχείας εντός κρίσιμων περιοχών πλαισίων

4.11.1.3 Κριτήρια σχεδιασμού

4.11.1.3.1 Τοπική αντοχή

(1) Σε προκατασκευασμένα στοιχεία και τις συνδέσεις τους, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα υποβάθμισης της αντοχής λόγω ανακυκλικών παραμορφώσεων μετά την διαρροή. Κανονικά, αυτή η υποβάθμιση αντοχής καλύπτεται από τους μερικούς συντελεστές υλικού για σκυρόδεμα και χάλυβα (βλέπε **5.2.4(1)**P και **5.2.4(2)**). Εάν αυτό δεν συμβαίνει, η αντοχή σχεδιασμού συνδέσεων προκατασκευασμένων στοιχείων υπό μονοτονική φόρτιση πρέπει να μειώνεται κατάλληλα για τους ελέγχους στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

4.11.1.3.2 Απόδοση ενέργειας

(1) Σε **προκατασκευασμένους φορείς από σκυρόδεμα** ο επικρατών μηχανισμός απόδοσης ενέργειας πρέπει να είναι μέσω πλαστικών στροφών εντός των κρίσιμων περιοχών.

(2) Εκτός της απόδοσης ενέργειας μέσω πλαστικών στροφών σε κρίσιμες περιοχές, οι προκατασκευασμένοι φορείς μπορούν επίσης να αποδώσουν ενέργεια μέσω πλαστικών διατμητικών μηχανισμών κατά μήκος αρμών, εφόσον ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

α) η απομένουσα αντοχή δεν πρέπει να υποβαθμίζεται σημαντικά κατά την διάρκεια της σεισμικής δράσης, και

β) πιθανές αστάθειες πρέπει να αποφεύγονται κατάλληλα.

(3) Οι τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας που καθορίζονται στο Κεφάλαιο **5** για φορείς με επιτόπου σκυροδέτηση έχουν εφαρμογή επίσης σε προκατασκευασμένα συστήματα. Για την μελέτη προκατασκευασμένων κτιρίων ΚΠΧ, ισχύουν μόνον οι **5.2.1(2)** και **5.3** από το Κεφάλαιο **5**.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η επιλογή της Κατηγορίας πλαστιμότητας για χρήση σε διάφορους τύπους συστημάτων προκατασκευασμένου σκυροδέματος σε μια χώρα ή περιοχές της, μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η ΚΠΧ συνιστάται μόνον σε περίπτωση χαμηλής σεισμικότητας. Για συστήματα προκατασκευασμένων τοιχωμάτων, η συνιστώμενη κατηγορία πλαστιμότητας είναι η ΚΠΜ.

(4) Η ικανότητα απόδοσης ενέργειας σε διάτμηση μπορεί να ληφθεί υπόψη, ειδικά σε προκατασκευασμένα συστήματα τοιχωμάτων, λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές

των τοπικών πλαστιμοτήτων ολίσθησης, μ_s, στην επιλογή του συνολικού συντελεστή συμπεριφοράς q.

4.11.1.3.3 Ειδικά πρόσθετα μέτρα

(1) Μόνον κανονικοί προκατασκευασμένοι φορείς καλύπτονται από την **5.11** (βλέπε **4.2.3**). Παρά ταύτα, ο έλεγχος των προκατασκευασμένων στοιχείων μη-κανονικών φορέων μπορεί να βασίζεται στις διατάξεις της παρούσας.

(2) Όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία πρέπει να εκτείνονται έως την στάθμη της θεμελίωσης χωρίς ασυνέχειες.

(3) Αβεβαιότητες σχετικά με αντοχές πρέπει να αντιμετωπίζονται σύμφωνα με την **5.2.3.7(2)**P.

(4) Αβεβαιότητες σχετικά με πλαστιμότητα πρέπει να αντιμετωπίζονται σύμφωνα με την **5.2.3.7(3)**P.

4.11.1.4 Συντελεστές συμπεριφοράς

(1) Για προκατασκευασμένους φορείς που είναι σύμφωνοι με τις διατάξεις της **5.11**, η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_p μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση εκτός αν ειδική μελέτη αποδεικνύει τη δυνατότητα παρέκκλισης:

$$q_p = k_p \cdot q \tag{5.53}$$

όπου

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς σύμφωνα με την έκφραση (5.1)

$\boldsymbol{k_p}$ είναι συντελεστής μείωσης που εξαρτάται από την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του προκατασκευασμένου φορέα (βλέπε **(2)** της παρούσας).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές του k_p για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι:

$$k_p \begin{cases} 1{,}00 \text{ για φορείς με συνδέσεις σύμφωνα με τις 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2, ή 5.11.2.1.3} \\ 0{,}5 \quad \text{για φορείς με συνδέσεις διαφορετικού τύπου} \end{cases}$$

(2) Για προκατασκευασμένους φορείς που δεν είναι σύμφωνοι με τις διατάξεις της **5.11**, η συντελεστής συμπεριφοράς q_p πρέπει να λαμβάνεται $\leq 1{,}5$.

4.11.1.5 Ανάλυση παροδικής κατάστασης

(1) Κατά την διάρκεια ανέγερσης του φορέα, κατά την οποία πρέπει να προβλέπονται προσωρινές αντιστηρίξεις, οι σεισμικές δράσεις δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη ως κατάσταση σχεδιασμού. Εντούτοις, όταν ένας πιθανός σεισμός ενδέχεται να προκαλέσει κατάρρευση μέρους του φορέα με σοβαρούς κινδύνους για ανθρώπινες ζωές, οι προσωρινές αντιστηρίξεις πρέπει να υπολογίζονται ειδικά για μια κατάλληλα μειωμένη σεισμική δράση.

(2) Εάν δεν ορίζεται διαφορετικά από ειδικές μελέτες, η δράση αυτή μπορεί να υποτεθεί ίση με ένα κλάσμα A_p της δράσης σχεδιασμού όπως ορίζεται στο **Κεφάλαιο 3**.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στο A_p για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή του A_p είναι 30%.

4.11.2 Συνδέσεις προκατασκευασμένων στοιχείων

4.11.2.1 Γενικές διατάξεις

4.11.2.1.1 Συνδέσεις που βρίσκονται μακριά από κρίσιμες περιοχές

(1) Για να θεωρείται ότι συνδέσεις προκατασκευασμένων στοιχείων βρίσκονται μακριά από κρίσιμες περιοχές, πρέπει να βρίσκονται σε απόσταση από το ακραίο όριο της πλησιέστερης κρίσιμης περιοχής τουλάχιστον ίση με την μεγαλύτερη από τις διαστάσεις της διατομής του στοιχείου στο οποίο **ανήκει η κρίσιμη αυτή περιοχή**.

(2) Συνδέσεις αυτού του τύπου πρέπει να διαστασιολογούνται για: α) την τέμνουσα δύναμη που καθορίζεται από τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού των **5.4.2.2** και **5.4.2.3** με συντελεστή υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης του χάλυβα, ίσο με 1,1 για ΚΠΜ ή με 1,2 για ΚΠΥ, και β) ροπή κάμψεως τουλάχιστον ίση προς την δρώσα ροπή από την **ανάλυση ή με 50% της ροπής αντοχής M_{Rd},** στο ακραίο όριο της πλησιέστερης κρίσιμης περιοχής, πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή γ_{Rd}.

4.11.2.1.2 Υπερδιαστασιολογημένες συνδέσεις

(1) Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού υπερδιαστασιολογημένων συνδέσεων πρέπει να υπολογίζονται με βάση τους κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού των **5.4.2.2** και **5.4.2.3**, με βάση καμπτικές υπεραντοχές στις ακραίες διατομές των κρίσιμων περιοχών ίσες με $\gamma_{Rd}.M_{Rd}$, με τον συντελεστή γ_{Rd} να λαμβάνεται ως ίσος με 1,20 για ΚΠΜ και 1,35 για ΚΠΥ.

(2) Οι απολήξεις των ράβδων οπλισμού της υπερδιαστασιολογημένης σύνδεσης πρέπει να είναι πλήρως αγκυρωμένες πριν τις ακραίες διατομές της κρίσιμης περιοχής (εκτός αυτής).

(3) Ο οπλισμός της κρίσιμης περιοχής πρέπει να αγκυρώνεται πλήρως έξω από την της υπερδιαστασιολογημένη σύνδεση.

4.11.2.1.3 Συνδέσεις ικανές για απόδοση ενέργειας

(1) Οι συνδέσεις αυτές πρέπει να είναι σύμφωνες με τα κριτήρια τοπικής πλαστιμότητας της **5.2.3.4** καθώς και με τις σχετικές παραγράφους των **5.4.3** και **5.5.3**.

(2) Εναλλακτικά, πρέπει να αποδεικνύεται με ανακυκλικές μετελαστικές δοκιμές, αντιπροσωπευτικές της σύνδεσης, ότι η σύνδεση διαθέτει ικανότητα σταθερής ανακυκλικής παραμόρφωσης και απόδοσης ενέργειας, τουλάχιστον ίση με αυτήν μονολιθικής σύνδεσης της ίδιας αντοχής και ότι ικανοποιεί τις απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας των **5.4.3** ή **5.5.3**.

(3) Οι δοκιμές θα πρέπει να εκτελούνται σε αντιπροσωπευτικά δείγματα, εφαρμόζοντας κατάλληλη ανακυκλική χρονοϊστορία μετακινήσεων, που περιλαμβάνει τουλάχιστον τρεις πλήρεις κύκλους σε εύρος που αντιστοιχεί στον q_p σύμφωνα με την **5.2.3.4(3)**.

4.11.2.2 Αποτίμηση της αντοχής των συνδέσεων

(1) Η αντοχή σχεδιασμού των συνδέσεων μεταξύ προκατασκευασμένων στοιχείων σκυροδέματος πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1992-1-1:2004, **6.2.5** και του EN 1992-1-1:2004, Κεφάλαιο **10**, με χρήση των μερικών συντελεστών υλικών των **5.2.4 (2)** και **(3)**. Εάν οι διατάξεις αυτές δεν καλύπτουν επαρκώς τη σύνδεση που εξετάζεται, η αντοχή της πρέπει να αποτιμάται μέσω κατάλληλης διαδικασίας δοκιμών.

(2) Στην αποτίμηση της αντοχής σύνδεσης έναντι διατμητικής ολίσθησης, η αντίσταση τριβής λόγω εξωτερικών θλιπτικών τάσεων πρέπει να αγνοείται (σε αντιδιαστολή προς τις εσωτερικές τάσεις λόγω της συσφιγτικής δράσης των ράβδων που διασχίζουν τη σύνδεση).

(3) Η συγκόλληση ράβδων χάλυβα σε συνδέσεις ικανές για απόδοση ενέργειας μπορεί να ληφθεί υπόψη ως φέρουσα όταν ικανοποιούνται όλες οι ακόλουθες συνθήκες:

α) χρησιμοποιούνται μόνο χάλυβες κατάλληλοι για συγκόλληση
β) τα υλικά, οι τεχνικές και το προσωπικό συγκόλλησης εξασφαλίζουν ότι η απώλεια τοπικής πλαστιμότητας θα είναι μικρότερη από το 10% της πλαστιμότητας που θα επιτυγχάνετο εάν η σύνδεση δεν περιείχε συγκόλληση

(4) Στοιχεία χάλυβα (διατομές ή ράβδοι), αγκυρωμένα σε μέλη σκυροδέματος τα οποία προορίζονται να συμβάλουν στη σεισμική αντοχή πρέπει να αποδεικνύεται αναλυτικά και πειραματικά ότι είναι σε θέση να υποστούν χωρίς βλάβες ανακυκλική ιστορία επιβαλλόμενης παραμόρφωσης στο επίπεδο πλαστιμότητας στόχου, όπως ορίζεται στην **5.11.2.1.3 (2)**.

4.11.3 Στοιχεία

4.11.3.1 Δοκοί

(1)P Ισχύουν οι σχετικές διατάξεις του ΕΝ 1992-1-1:2004, Κεφάλαιο **10** και των **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1**, **5.5.3.1** του παρόντος Ευρωκώδικα, πρόσθετα προς τους κανόνες της **5.11**.

(2)P Αμφιέρειστες προκατασκευασμένες δοκοί θα συνδέονται με υποστυλώματα ή τοιχώματα. Η σύνδεση θα εξασφαλίζει την μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού χωρίς την συμμετοχή τριβής.

(3) Εκτός από τις σχετικές διατάξεις του ΕΝ 1992-1-1:2004, Κεφάλαιο **10**, πρέπει επίσης οι κατασκευαστικές ανοχές και η αντοχή σε διάσπαση να είναι επαρκείς για την αναμενόμενη μετακίνηση του στηρίζοντος μέλους (βλέπε **4.3.4**).

4.11.3.2 Υποστυλώματα

(1) Ισχύουν οι σχετικές διατάξεις των **5.4.3.2** και **5.5.3.2** πρόσθετα προς τους κανόνες που ορίζονται στην **5.11**.

(2) Συνδέσεις υποστυλώματος με υποστύλωμα (επεκτάσεις) εντός κρίσιμων περιοχών επιτρέποντα μόνον σε ΚΠΜ.

(3) Σε προκατασκευασμένα συστήματα πλαισίων με αρθρωτές συνδέσεις υποστυλωμάτων-δοκών, τα υποστυλώματα πρέπει να πακτώνονται στην βάση με πλήρη στήριξη σε θεμέλια με θήκη τα οποία ελέγχονται σύμφωνα με την **5.11.2.1.2**.

4.11.3.3 Συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων

(1) Μονολιθικές συνδέσεις (βλέπε σχήμα 5.14a) πρέπει να είναι σύμφωνες με τις διατάξεις των **5.4.3.3** και **5.5.3.3**.

(2) Συνδέσεις άκρων δοκών με υποστυλώματα (βλέπε σχήμα 5.14b) και c) πρέπει να ελέγχονται ειδικά για αντοχή και πλαστιμότητα, όπως ορίζεται στην **5.11.2.2.1**.

4.11.3.4 Μεγάλα προκατασκευασμένα τοιχώματα

(1) Έχει εφαρμογή το ΕΝ 1992-1-1, Κεφάλαιο **10** με τις ακόλουθες τροποποιήσεις:
α) το συνολικό ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού αναφέρεται στην πραγματική διατομή του σκυροδέματος και πρέπει να περιλαμβάνει τις κατακόρυφες ράβδους του κορμού και των στοιχείων άκρων
β) δεν επιτρέπεται όπλιση με ένα μόνον πλέγμα
γ) Πρέπει να προβλέπεται ελάχιστος οπλισμός στο σκυρόδεμα, στα άκρα όλων των προκατασκευασμένων τοιχωμάτων, όπως ορίζεται στην **5.4.3.4.2** ή **5.5.3.4.5** για υποστυλώματα, για τετραγωνική διατομή με πλευρά b_w, όπου b_w είναι το πάχος του πετάσματος.

(2) Το τμήμα τοιχώματος μεταξύ κατακόρυφου αρμού και ανοίγματος που βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη από $2{,}5b_w$ από τον αρμό, πρέπει να διαστασιολογείται και οι λεπτομέρειές του να διαμορφώνονται σύμφωνα με την **5.4.3.4.2** ή την **5.5.3.4.5**, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας.

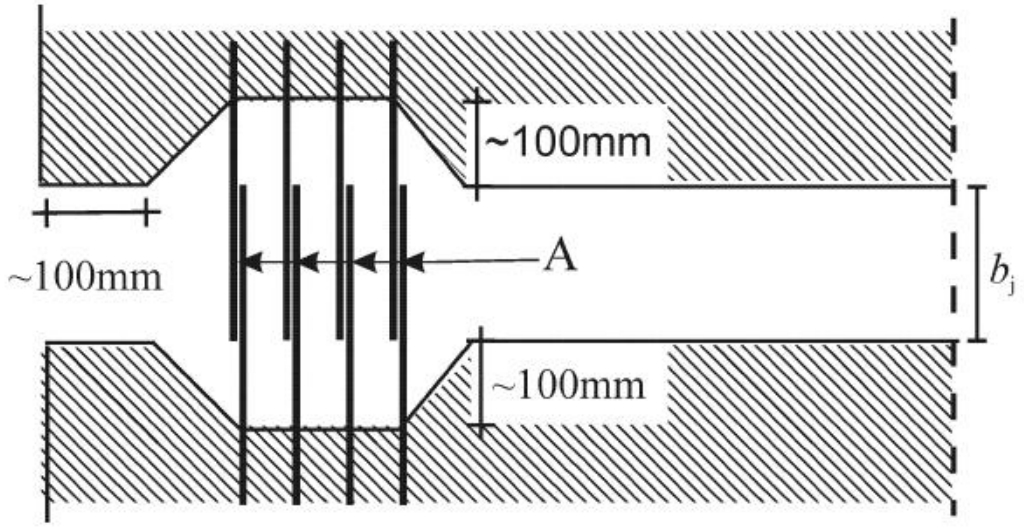
(3) Πρέπει να αποφεύγεται η υποβάθμιση της αντοχής των συνδέσεων από ανακυκλική απόκριση.

(4) Για τον σκοπό αυτόν, όλοι οι κατακόρυφοι αρμοί πρέπει να διαθέτουν ανώμαλη επιφάνεια ή διατμητικά κλειδιά και να ελέγχονται σε διάτμηση.

(5) Οριζόντιοι αρμοί που βρίσκονται υπό θλίψη σε ολόκληρο το μήκος τους μπορούν να διαμορφωθούν χωρίς διατμητικά κλειδιά. Εάν βρίσκονται υπό μερική θλίψη και μερικό εφελκυσμό πρέπει να διαμορφώνονται με διατμητικά κλειδιά σε ολόκληρο το μήκος τους.

(6) Οι ακόλουθοι πρόσθετοι **κανόνες** έχουν εφαρμογή στον έλεγχο οριζόντιων συνδέσεων τοιχωμάτων που αποτελούνται από **μεγάλα προκατασκευασμένα** τοιχώματα:
α) η συνολική εφελκυστική δύναμη λόγω της αξονικής δύναμης (του τοιχώματος) πρέπει να αναλαμβάνεται από κατακόρυφο οπλισμό διατεταγμένο κατά μήκος της εφελκυστικής ζώνης του τοιχώματος και πλήρως αγκυρωμένου στο σώμα των υπερκείμενων και υποκείμενων τοιχωμάτων. Η συνέχεια του οπλισμού αυτού πρέπει να εξασφαλίζεται μέσω πλάστιμης συγκόλλησης μέσα στον οριζόντιο αρμό ή, κατά προτίμηση, μέσα σε ειδική διεύρυνση που πρέπει να προβλέπεται για αυτόν τον λόγο (Σχήμα 5.15).

β) σε οριζόντιες συνδέσεις που βρίσκονται υπό μερική θλίψη και μερικό εφελκυσμό (υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού) ο έλεγχος διατμητικής αντοχής (βλέπε **5.11.2.2**) πρέπει να γίνεται μόνον στην **θλιβόμενη ζώνη.** Σ' αυτήν την περίπτωση, η τιμή της αξονικής δύναμης N_{Ed} πρέπει να αντικαθίσταται από την τιμή της συνολικής θλιπτικής δύναμης F_c που δρα στην θλιβόμενη ζώνη.



Σύμβολα

A συγκόλληση ράβδων σε παράθεση

Σχήμα 5.15: Εφελκυστικός οπλισμός που πιθανόν απαιτείται στο άκρο τοιχώματος

(7) Οι ακόλουθοι πρόσθετοι κανόνες σχεδιασμού πρέπει να ακολουθούνται, για την βελτίωση της τοπικής πλαστιμότητας κατά μήκος κατακόρυφων συνδέσεων μεγάλων τοιχωμάτων:

α) πρέπει να προβλέπεται ελάχιστος οπλισμός στις συνδέσεις, **ίσος με 0.10%** σε συνδέσεις υπό πλήρη **θλίψη**, **ή ίσος με 0.25%** σε συνδέσεις που είναι εν μέρει υπό θλίψη και εν μέρει υπό εφελκυσμό

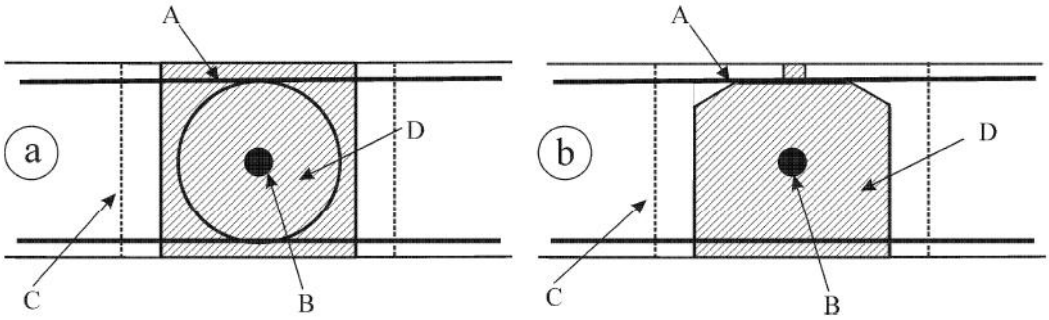
β) το ποσοστό του οπλισμού διαμέσου των συνδέσεων πρέπει να περιορίζεται, ώστε να αποφεύγεται απότομη πτώση της δύναμης μετά την θέση του μεγίστου. Ελλείψει ειδικότερων στοιχείων, το ποσοστό οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνει το 2%

γ) ο οπλισμός αυτός πρέπει να κατανέμεται στο συνολικό μήκος της σύνδεσης. Σε ΚΠΜ ο οπλισμός αυτός μπορεί να συγκεντρώνεται σε τρεις ζώνες (στο άνω και κάτω άκρο και στο μέσον)

δ) πρέπει να εξασφαλίζεται η συνέχεια του οπλισμού που διέρχεται μέσα από συνδέσεις τοιχώματος προς τοίχωμα. Για αυτόν τον σκοπό, σε κατακόρυφες συνδέσεις οι ράβδοι πρέπει να αγκυρώνονται είτε υπό **μορφή βρόχων** ή (σε περιπτώσεις αρμών με τουλάχιστον μια ελεύθερη παρειά) με συγκόλληση κατά μήκος της σύνδεσης (βλέπε Σχήμα 5.16)

ε) για την εξασφάλιση της συνέχειας κατά μήκος της σύνδεσης μετά από ρηγμάτωση, πρέπει να προβλέπεται διαμήκης οπλισμός με ελάχιστο ποσοστό $\rho_{c,min}$ μέσα στο υλικό ενέματος της σύνδεσης (βλέπε Σχήμα 5.16).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στον $\rho_{c,min}$ για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι: $\rho_{c,min}$ = 1%.



Σύμβολα

A εξέχων οπλισμός στην σύνδεση

B οπλισμός κατά μήκος της σύνδεσης

C διατμητικά κλειδιά

D πλήρωση με ένεμα μεταξύ των τοιχωμάτων.

Σχήμα 5.16: Διατομή κατακόρυφης σύνδεσης μεταξύ μεγάλων προκατασκευασμένων τοιχωμάτων,
α) αρμός με δύο ελεύθερες παρειές; β) αρμός με μία ελεύθερη παρειά

(8) Λόγω της ικανότητας απόδοσης ενέργειας κατά μήκος των κατακόρυφων αρμών (και εν μέρει κατά μήκος των οριζόντιων αρμών) συνδέσεις μεγάλων προκατασκευασμένων τοιχωμάτων, τοιχώματα που συντίθεται από τέτοια φατνώματα εξαιρούνται από τις απαιτήσεις των **5.4.3.4.2** και **5.5.3.4.5** οι οποίες αφορούν στην περίσφιγξη των στοιχείων άκρων.

4.11.3.5 Διαφράγματα

(1) Οι ακόλουθοι κανόνες σχεδιασμού έχουν εφαρμογή στην περίπτωση διαφραγμάτων δαπέδων από προκατασκευασμένα στοιχεία. Πρόσθετα στις διατάξεις του EN 1992-1-1:2004, Κεφάλαιο **10** σχετικά με πλάκες και στις διατάξεις της **5.10**.

(2) Όταν δεν ικανοποιείται η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος σύμφωνα με την **4.3.1(4)**, η εντός επιπέδου ευκαμψία του δαπέδου καθώς επίσης και των συνδέσεων με τα κατακόρυφα στοιχεία πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα.
(3) Η δράση άκαμπτου διαφράγματος ενισχύεται εάν προβλέπονται συνδέσεις μόνο στις στηρίξεις του. Κατάλληλη επιτόπου διαστρωνόμενη στρώση επικάλυψης από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να βελτιώσει δραστικά την δυσκαμψία του διαφράγματος. Το πάχος μιας τέτοιας στρώσης **επικάλυψης** δεν πρέπει να είναι **μικρότερο από 40mm** εάν η απόσταση μεταξύ των στηρίξεων είναι λιγότερη από 8 m, ή μικρότερη από 50mm για μεγαλύτερες αποστάσεις. Το πλέγμα όπλισης αυτής της στρώσης πρέπει να συνδέεται με τα υπερκείμενα και υποκείμενα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.

(4) Οι εφελκυστικές δυνάμεις πρέπει να αναλαμβάνονται από οπλισμό ελκυστήρων που διατάσσονται τουλάχιστον κατά μήκος της περιμέτρου του διαφράγματος, καθώς επίσης και κατά μήκος κάποιων αρμών σύνδεσης μεταξύ των προκατασκευασμένων στοιχείων πλακών. Εάν χρησιμοποιείται επιτόπου

σκυροδετούμενη στρώση επικάλυψης, ο πρόσθετος αυτός οπλισμός πρέπει να προβλέπεται μέσα σε αυτήν την επικάλυψη.

(5) Σε κάθε περίπτωση, οι ελκυστήρες αυτοί πρέπει να δημιουργούν ένα συνεχές σύστημα οπλισμού κατά **μήκος** και **πλάτος** ολόκληρου του διαφράγματος και πρέπει να συνδέονται κατάλληλα με κάθε στοιχείο που φέρει οριζόντιες δυνάμεις.

(6) **Διατμητικές δυνάμεις** που δρουν εντός του επιπέδου σε συνδέσεις πλάκας προς πλάκα ή πλάκας προς δοκό πρέπει να υπολογίζονται με πρόσθετο συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1,30. Η αντοχή σχεδιασμού θα υπολογίζεται όπως στην **5.11.2.2**.

(7) **Βασικά σεισμικά στοιχεία** υπερκείμενα ή υποκείμενα του διαφράγματος πρέπει να συνδέονται κατάλληλα με το διάφραγμα. Για τον σκοπό αυτόν, όλοι οι οριζόντιοι αρμοί σύνδεσης πρέπει πάντα να οπλίζονται επαρκώς. Οι δυνάμεις τριβής λόγω εξωτερικών θλιπτικών δυνάμεων δεν λαμβάνονται υπόψη.

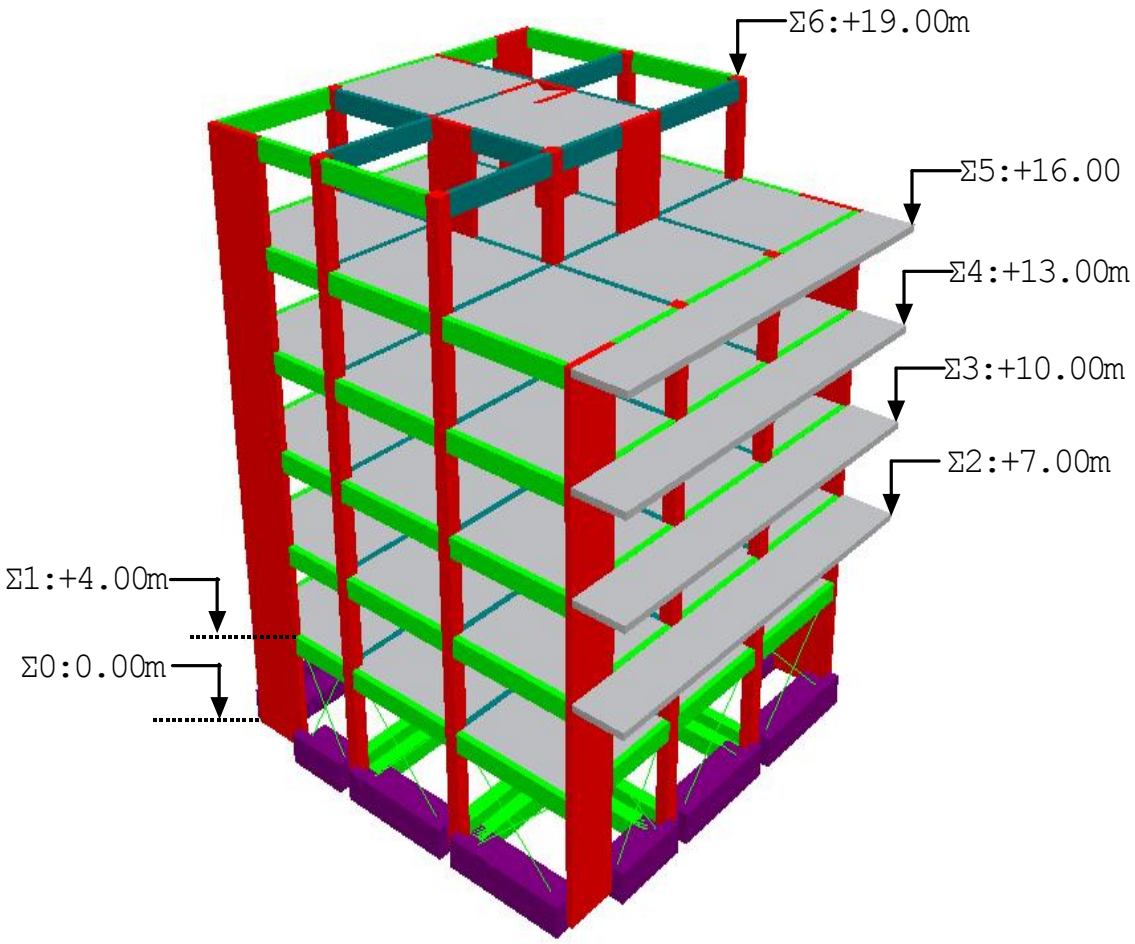
5ο Κεφάλαιο:

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΝΤΑΟΡΟΦΗΣ ΜΕ ΥΠΟΓΕΙΟ ΚΤΙΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΒΑΣΕΙ ΕΑΚ/ΕΚΩΣ ΚΑΙ EC8/EC2

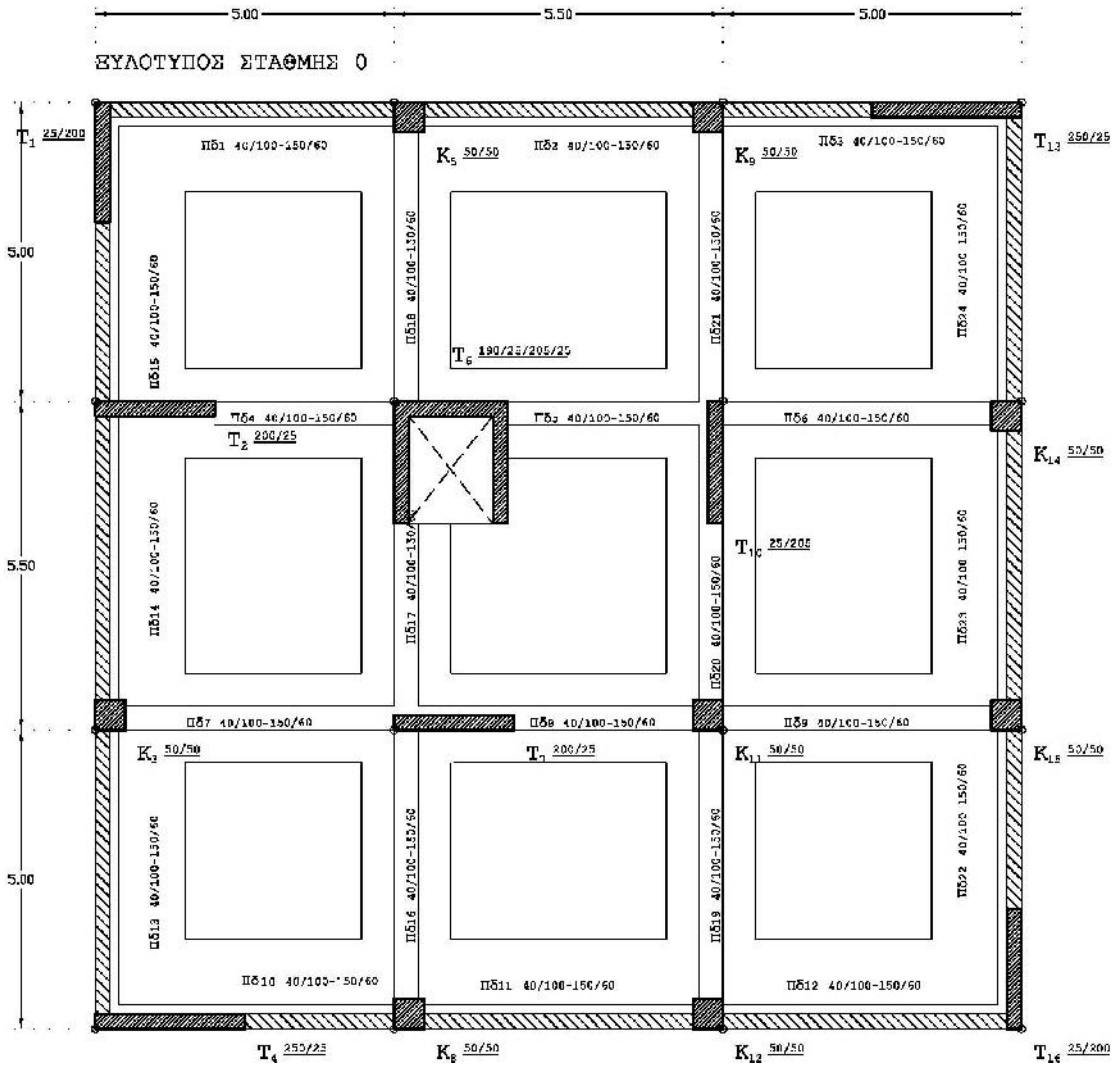
5.1Εισαγωγή

Στη συνέχεια του παρόντος εδαφίου παρουσιάζεται στατική μελέτη πενταόροφης με ένα υπόγειο κτιριακής κατασκευής από ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τους ισχύοντες σήμερα κανονισμούς στην Ελλάδα **ΕΑΚ2003** και **ΕΚΩΣ 2000**, καθώς και με βάση τους ευρωκώδικες **EC8** και **EC2** οι οποίοι αναμένεται να ισχύσουν στο άμεσο μέλλον και οι οποίοι θα αντικαταστήσουν τους σημερινούς προαναφερόμενους κανονισμούς. Αντικείμενο του παραδείγματος είναι να εξεταστεί η επιρροή στο σχεδιασμό πολυωρόφων κτιριακών κατασκευών σκυροδέματος των ελληνικών κανονισμών και των ευροκωδίκων. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του εξεταζόμενου φορέα πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό **SCADA Pro** (Version 11.0.0) της εταιρείας ACE-Hellas (οι παραδοχές του λογισμικού παρουσιάζονται στην ιστοσελίδα http://www.ace-hellas.gr).

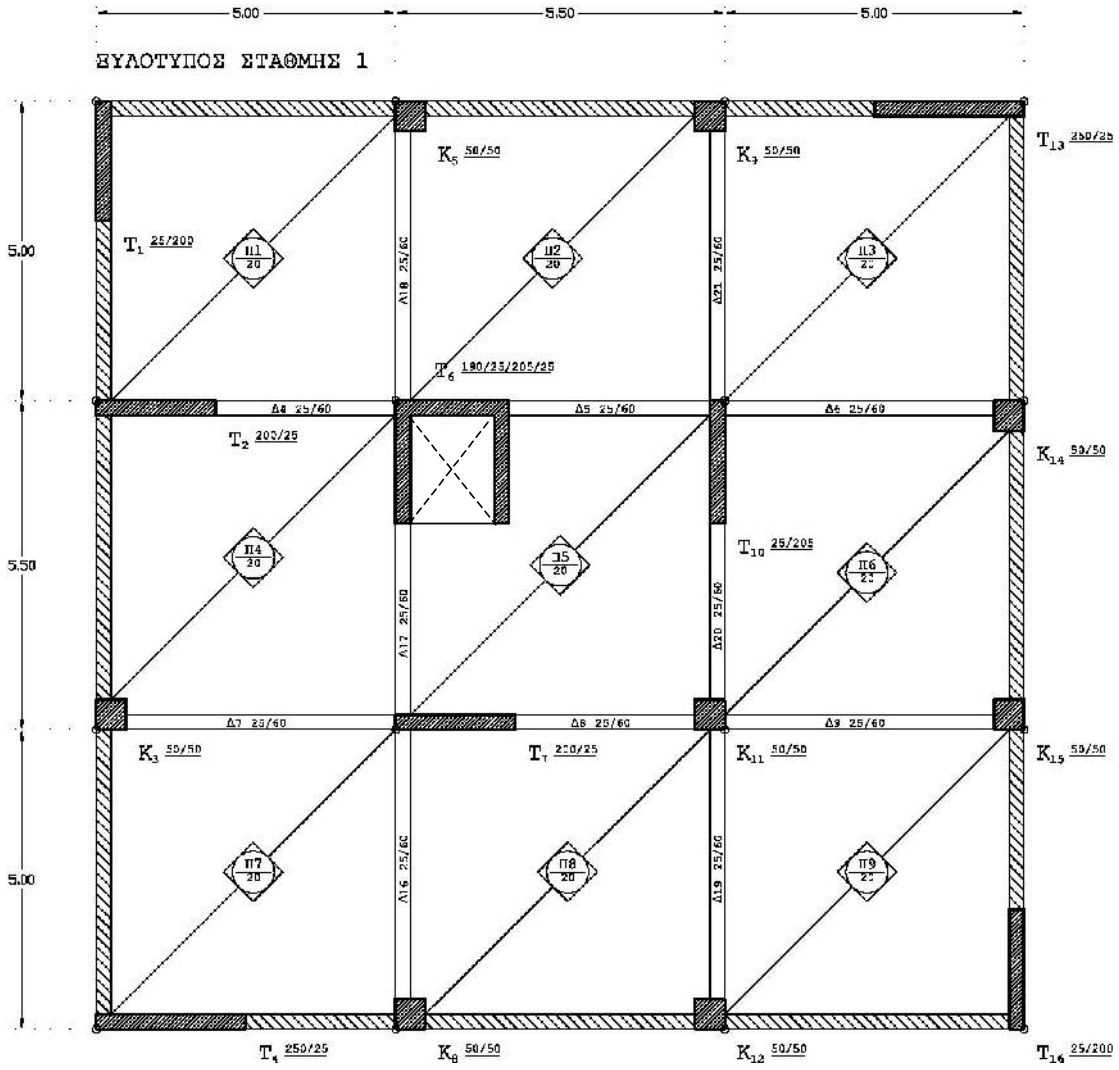
5.2. Περιγραφή Φέροντα Οργανισμού



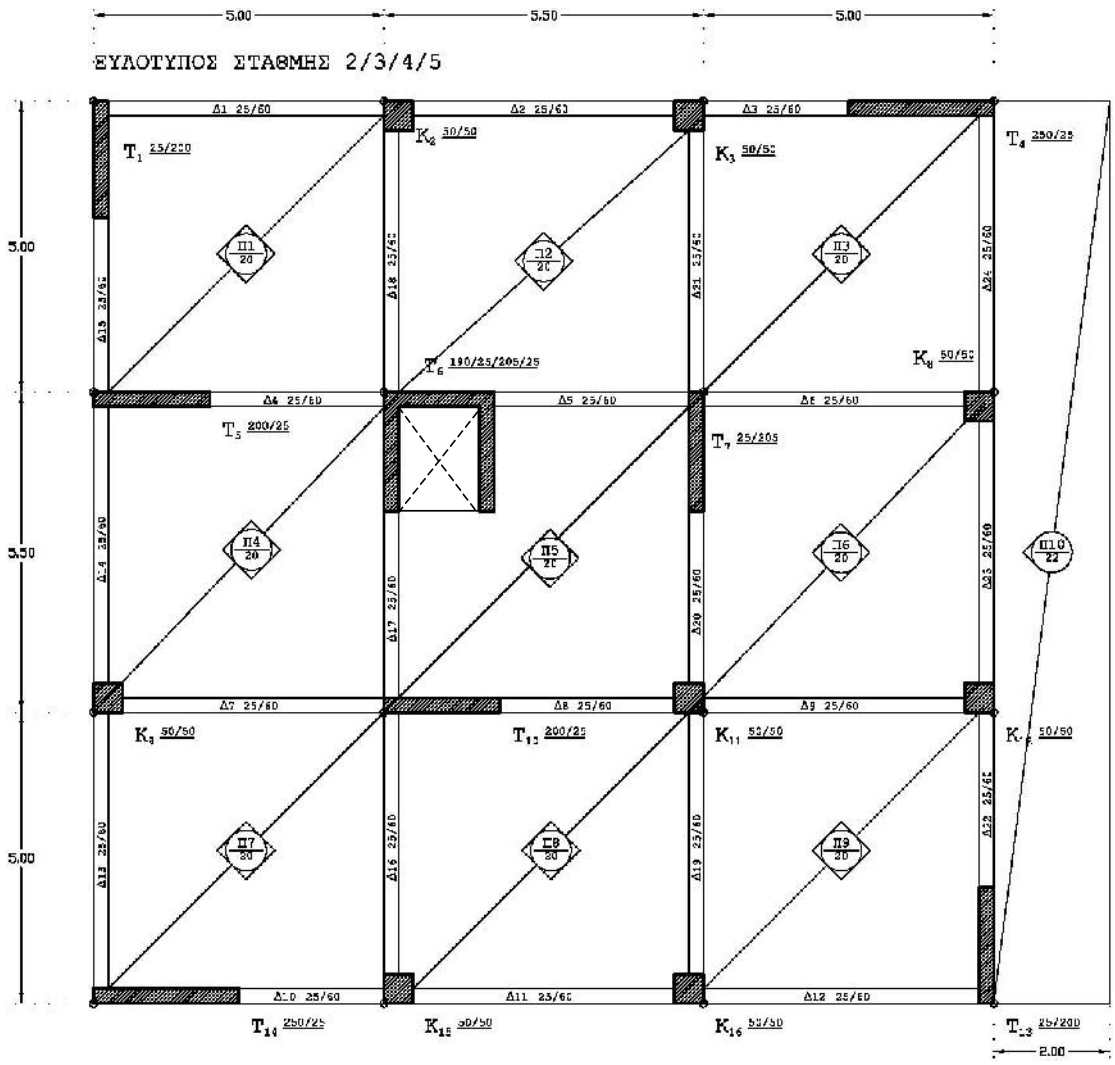
ΣΧΗΜΑ 1. 3D όψη – Στάθμες (Σ0 έως Σ6) Κτιρίου – Υψόμετρα (0.00m έως 19.00m)



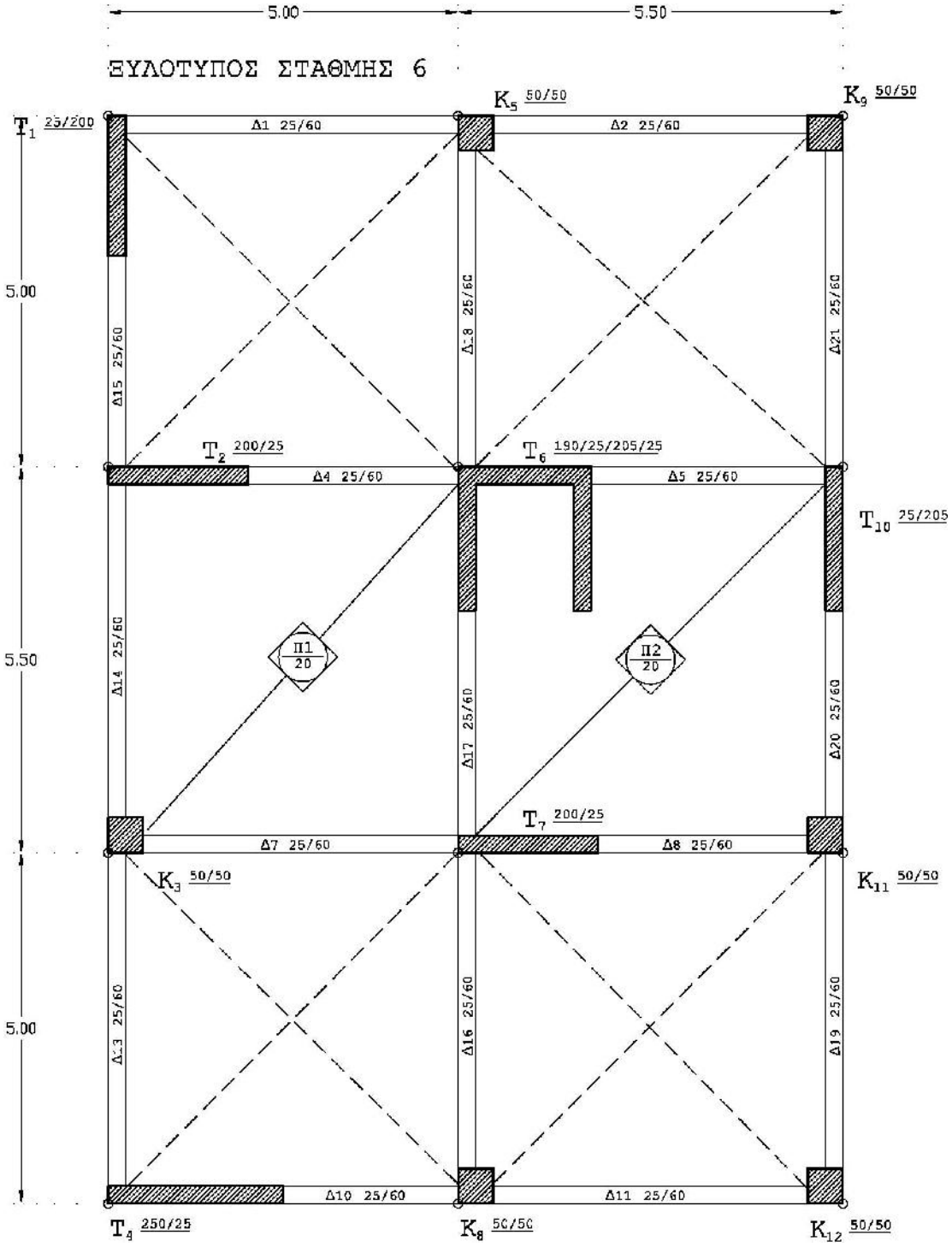
ΣΧΗΜΑ 2. Κάτοψη Στάθμης Σ0



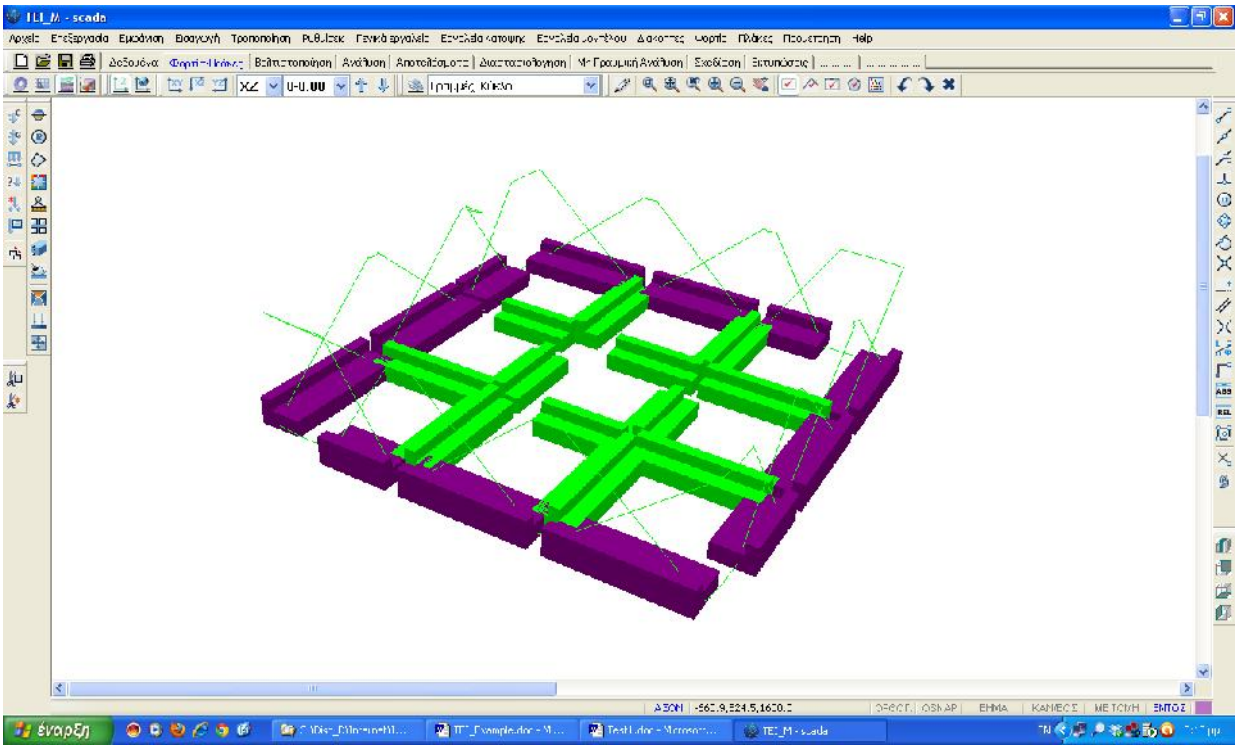
ΣΧΗΜΑ 3. Άνοψη Στάθμης Σ1



ΣΧΗΜΑ 4. Άνοψη Σταθμών Σ2 έως Σ5

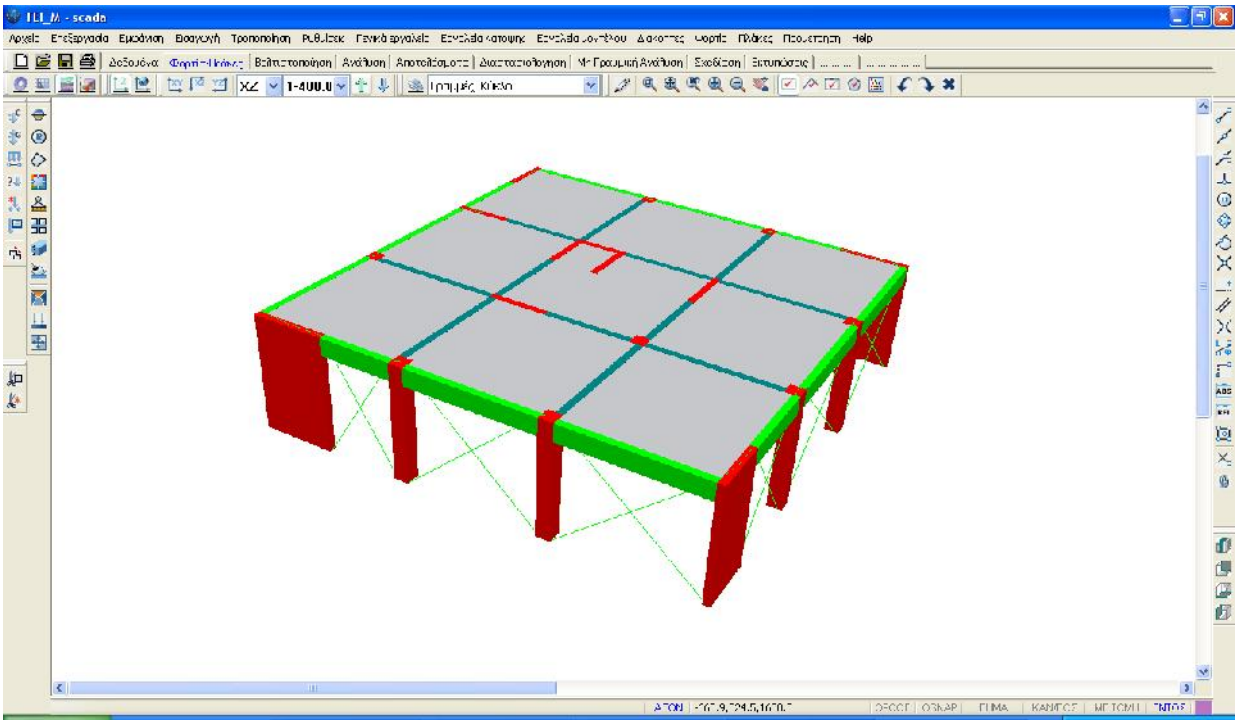


ΣΧΗΜΑ 5. Άνοψη Στάθμης Σ6



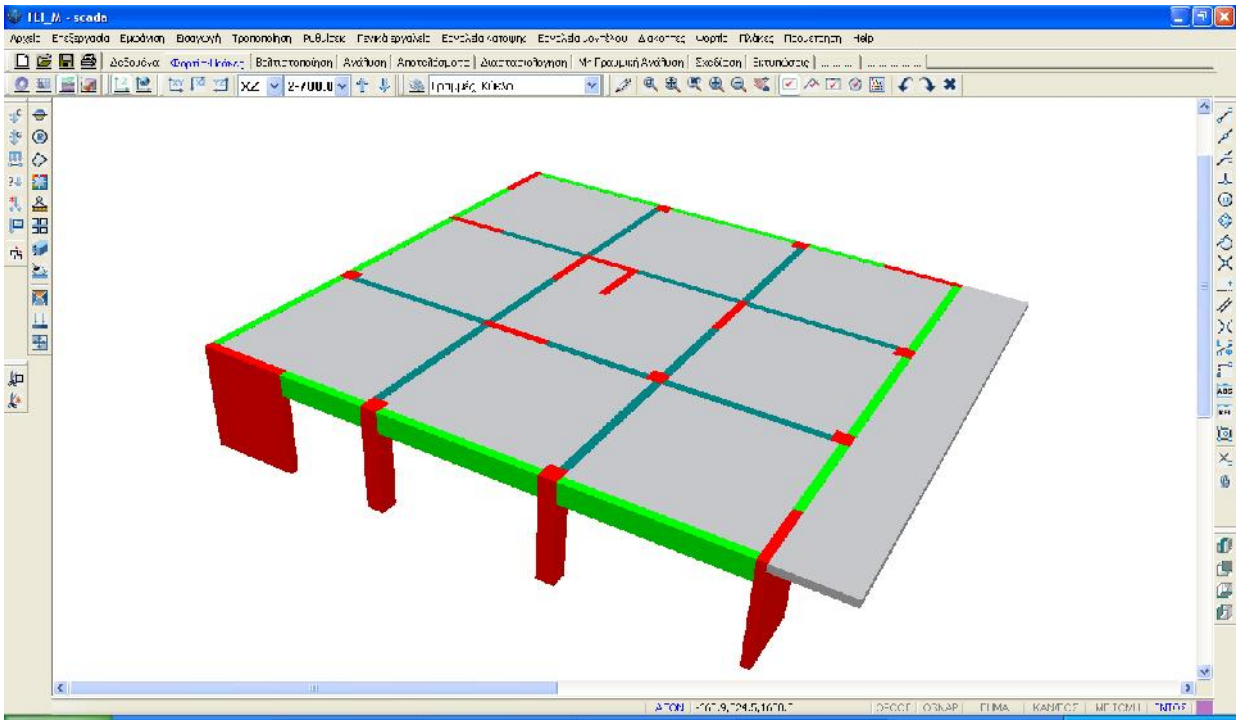
ΣΧΗΜΑ 6. 3D όψη – Στάθμη 0

Ο δείκτης εδάφους ελήφθη ίσος με $k_s = 0.3\,Mpa/cm$.

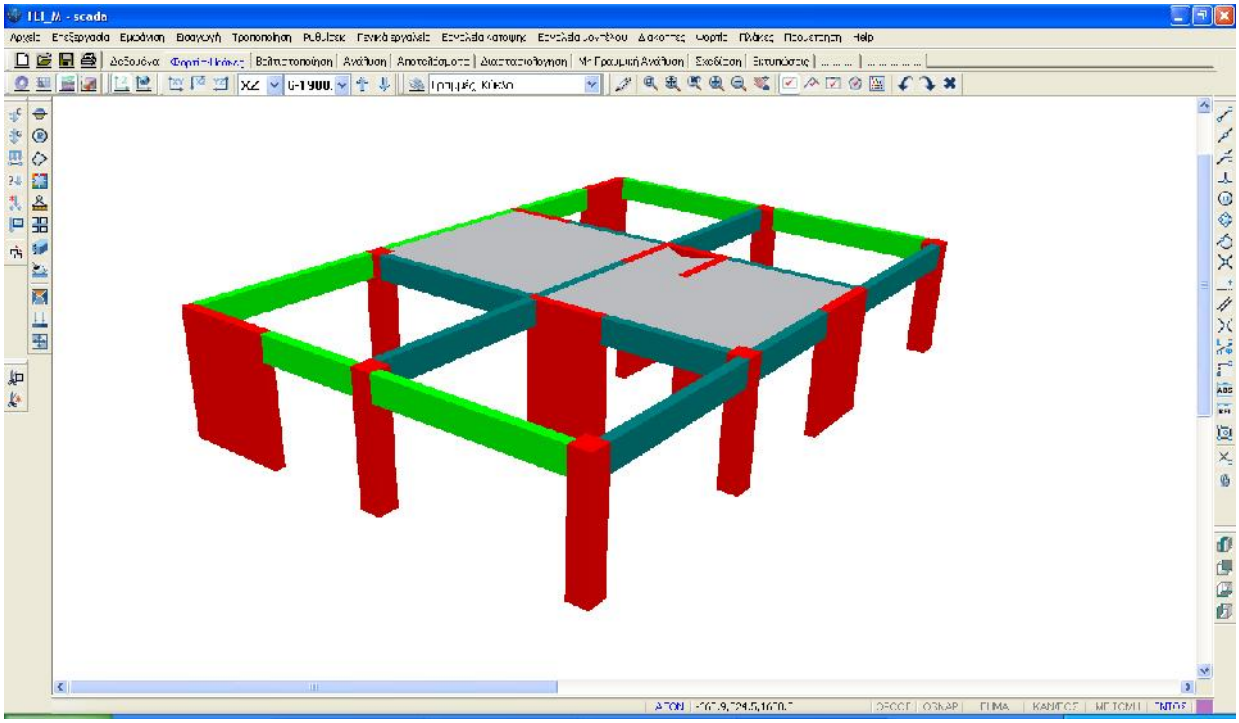


ΣΧΗΜΑ 7. 3D όψη – Στάθμη 1

Τονίζεται ότι, η προσομοίωση των τοιχείων του υπογείου πραγματοποιήθηκε με το μοντέλο Smith.

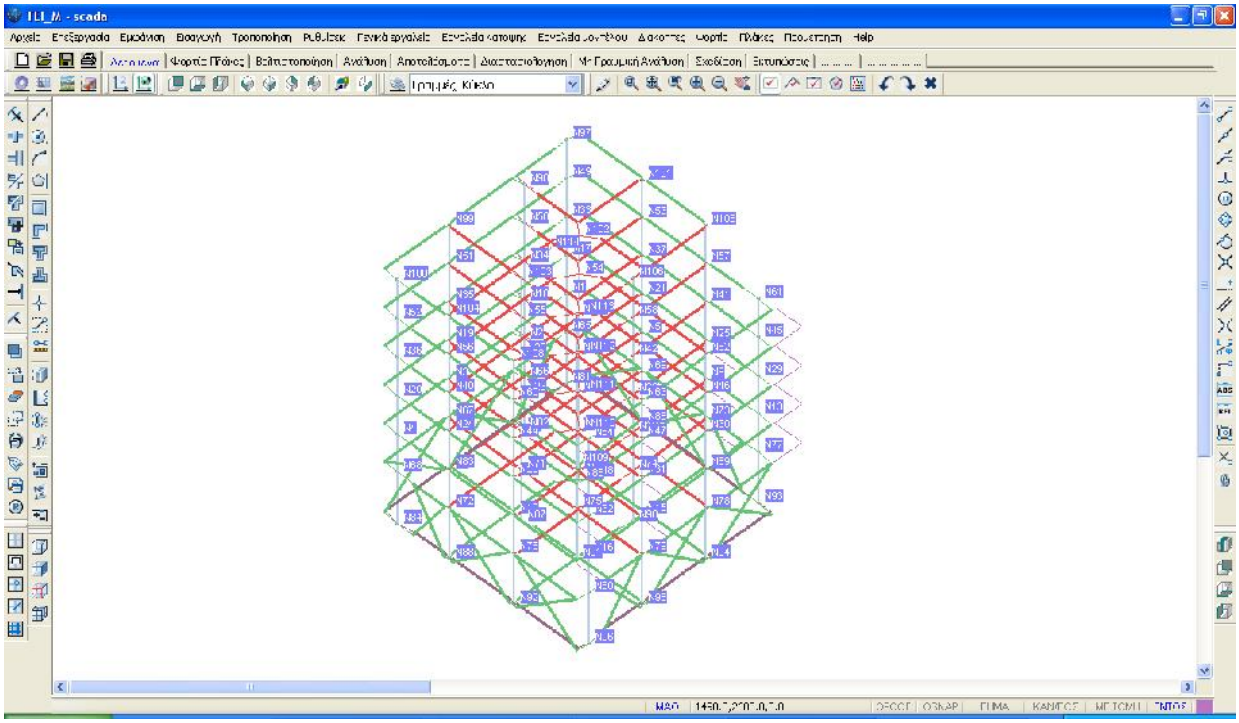


ΣΧΗΜΑ 8. 3D όψη – Στάθμες 2 έως 5



ΣΧΗΜΑ 9. 3D όψη – Στάθμη 6

5.3. Στατικό Προσομοίωμα



ΣΧΗΜΑ 10. Χωρικό Ραβδωτό Ποσομοίωμα & Αρίθμηση Κόμβων

```
 ********************************                Scada                Pro
************************************
*          Δ ε δ ο μ έ ν α   &   Α π ο τ ε λ έ σ μ α τ α          *
* Στατικής - Δυναμικής  Α ν ά λ υ σ η ς  Χ ω ρ ι κ ο ύ  Π λ α ι σ ι ο υ *
*-------------------------------------------------------------------*
* Copyright @ 1995-2010 A.C&E HELLAS S.A. Αιγαίου Πελάγους 6 Τηλ:210-
6068600 *

*****************************************************************
*********

 Αριθμός Κόμβων   :  114
 Αριθμός Γκρουπ   :    1
```

Δ Ε Δ Ο Μ Ε Ν Α Χ Ω Ρ Ι Κ Ο Υ Μ Ο Ν Τ Ε Λ Ο Υ

Αριθμ. Κόμβου	ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΟΜΒΩΝ X (m)	Y (m)	Z (m)	Ελευθερίες Κόμβων Π=πακτ. Ε=ελευθ. Λ=ελ.στ.	ΔX	ΔY	ΔZ	ΘX	ΘY	ΘZ	Ελαστ. No.=Κόμβος
1	4.125	7.000	5.000		110	Ε	110	Ε	110	Ε	
2	5.000	7.000	9.125		110	Ε	110	Ε	110	Ε	
3	4.250	7.000	14.250		110	Ε	110	Ε	110	Ε	
4	5.250	7.000	19.375		110	Ε	110	Ε	110	Ε	
5	9.250	7.000	4.250		110	Ε	110	Ε	110	Ε	

6|	9.950	7.000	9.796	110	E	110	E	110	E
7|	10.000	7.000	14.375	110	E	110	E	110	E
8|	9.250	7.000	19.250	110	E	110	E	110	E
9|	14.250	7.000	4.250	110	E	110	E	110	E
10|	14.375	7.000	10.025	110	E	110	E	110	E
11|	14.250	7.000	14.250	110	E	110	E	110	E
12|	14.250	7.000	19.250	110	E	110	E	110	E
13|	18.250	7.000	4.125	110	E	110	E	110	E
14|	19.250	7.000	9.250	110	E	110	E	110	E
15|	19.250	7.000	14.250	110	E	110	E	110	E
16|	19.375	7.000	18.500	110	E	110	E	110	E
17|	4.125	10.000	5.000	111	E	111	E	111	E
18|	5.000	10.000	9.125	111	E	111	E	111	E
19|	4.250	10.000	14.250	111	E	111	E	111	E
20|	5.250	10.000	19.375	111	E	111	E	111	E
21|	9.250	10.000	4.250	111	E	111	E	111	E
22|	9.950	10.000	9.796	111	E	111	E	111	E
23|	10.000	10.000	14.375	111	E	111	E	111	E
24|	9.250	10.000	19.250	111	E	111	E	111	E
25|	14.250	10.000	4.250	111	E	111	E	111	E
26|	14.375	10.000	10.025	111	E	111	E	111	E
27|	14.250	10.000	14.250	111	E	111	E	111	E
28|	14.250	10.000	19.250	111	E	111	E	111	E
29|	18.250	10.000	4.125	111	E	111	E	111	E
30|	19.250	10.000	9.250	111	E	111	E	111	E
31|	19.250	10.000	14.250	111	E	111	E	111	E
32|	19.375	10.000	18.500	111	E	111	E	111	E
33|	4.125	13.000	5.000	112	E	112	E	112	E
34|	5.000	13.000	9.125	112	E	112	E	112	E
35|	4.250	13.000	14.250	112	E	112	E	112	E
36|	5.250	13.000	19.375	112	E	112	E	112	E
37|	9.250	13.000	4.250	112	E	112	E	112	E
38|	9.950	13.000	9.796	112	E	112	E	112	E
39|	10.000	13.000	14.375	112	E	112	E	112	E
40|	9.250	13.000	19.250	112	E	112	E	112	E
41|	14.250	13.000	4.250	112	E	112	E	112	E
42|	14.375	13.000	10.025	112	E	112	E	112	E
43|	14.250	13.000	14.250	112	E	112	E	112	E
44|	14.250	13.000	19.250	112	E	112	E	112	E
45|	18.250	13.000	4.125	112	E	112	E	112	E
46|	19.250	13.000	9.250	112	E	112	E	112	E
47|	19.250	13.000	14.250	112	E	112	E	112	E
48|	19.375	13.000	18.500	112	E	112	E	112	E
49|	4.125	16.000	5.000	113	E	113	E	113	E
50|	5.000	16.000	9.125	113	E	113	E	113	E
51|	4.250	16.000	14.250	113	E	113	E	113	E
52|	5.250	16.000	19.375	113	E	113	E	113	E
53|	9.250	16.000	4.250	113	E	113	E	113	E
54|	9.950	16.000	9.796	113	E	113	E	113	E
55|	10.000	16.000	14.375	113	E	113	E	113	E
56|	9.250	16.000	19.250	113	E	113	E	113	E
57|	14.250	16.000	4.250	113	E	113	E	113	E
58|	14.375	16.000	10.025	113	E	113	E	113	E
59|	14.250	16.000	14.250	113	E	113	E	113	E
60|	14.250	16.000	19.250	113	E	113	E	113	E
61|	18.250	16.000	4.125	113	E	113	E	113	E
62|	19.250	16.000	9.250	113	E	113	E	113	E
63|	19.250	16.000	14.250	113	E	113	E	113	E
64|	19.375	16.000	18.500	113	E	113	E	113	E
65|	4.125	4.000	5.000	109	E	109	E	109	E
66|	5.000	4.000	9.125	109	E	109	E	109	E
67|	4.250	4.000	14.250	109	E	109	E	109	E
68|	5.250	4.000	19.375	109	E	109	E	109	E
69|	9.250	4.000	4.250	109	E	109	E	109	E
70|	9.950	4.000	9.796	109	E	109	E	109	E
71|	10.000	4.000	14.375	109	E	109	E	109	E
72|	9.250	4.000	19.250	109	E	109	E	109	E
73|	14.250	4.000	4.250	109	E	109	E	109	E

74|	14.375	4.000	10.025		109	E	109	E	109	E
75|	14.250	4.000	14.250		109	E	109	E	109	E
76|	14.250	4.000	19.250		109	E	109	E	109	E
77|	18.250	4.000	4.125		109	E	109	E	109	E
78|	19.250	4.000	9.250		109	E	109	E	109	E
79|	19.250	4.000	14.250		109	E	109	E	109	E
80|	19.375	4.000	18.500		109	E	109	E	109	E
81|	4.125	0.000	5.000		Π	E	Π	E	Π	E
82|	5.000	0.000	9.125		Π	E	Π	E	Π	E
83|	4.250	0.000	14.250		Π	E	Π	E	Π	E
84|	5.250	0.000	19.375		Π	E	Π	E	Π	E
85|	9.250	0.000	4.250		Π	E	Π	E	Π	E
86|	9.950	0.000	9.796		Π	E	Π	E	Π	E
87|	10.000	0.000	14.375		Π	E	Π	E	Π	E
88|	9.250	0.000	19.250		Π	E	Π	E	Π	E
89|	14.250	0.000	4.250		Π	E	Π	E	Π	E
90|	14.375	0.000	10.025		Π	E	Π	E	Π	E
91|	14.250	0.000	14.250		Π	E	Π	E	Π	E
92|	14.250	0.000	19.250		Π	E	Π	E	Π	E
93|	18.250	0.000	4.125		Π	E	Π	E	Π	E
94|	19.250	0.000	9.250		Π	E	Π	E	Π	E
95|	19.250	0.000	14.250		Π	E	Π	E	Π	E
96|	19.375	0.000	18.500		Π	E	Π	E	Π	E
97|	4.125	19.000	5.000		114	E	114	E	114	E
98|	5.000	19.000	9.125		114	E	114	E	114	E
99|	4.250	19.000	14.250		114	E	114	E	114	E
100|	5.250	19.000	19.375		114	E	114	E	114	E
101|	9.250	19.000	4.250		114	E	114	E	114	E
102|	9.950	19.000	9.796		114	E	114	E	114	E
103|	10.000	19.000	14.375		114	E	114	E	114	E
104|	9.250	19.000	19.250		114	E	114	E	114	E
105|	14.250	19.000	4.250		114	E	114	E	114	E
106|	14.375	19.000	10.025		114	E	114	E	114	E
107|	14.250	19.000	14.250		114	E	114	E	114	E
108|	14.250	19.000	19.250		114	E	114	E	114	E
109|	11.895	4.000	11.833		E	Π	E	Π	E	Π
110|	12.368	7.000	11.752		E	Π	E	Π	E	Π
111|	12.368	10.000	11.752		E	Π	E	Π	E	Π
112|	12.368	13.000	11.752		E	Π	E	Π	E	Π
113|	12.257	16.000	11.767		E	Π	E	Π	E	Π
114|	9.434	19.000	11.620		E	Π	E	Π	E	Π

****
* 3/D BEAM ELEMENTS *
****

Αριθμός Μελών = 277
Αριθμός Γεωμετρικών Ιδιοτήτων = 20
Αριθμός Ιδιοτήτων Υλικών = 4

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ: ΔΟΚΟΥ

A/A Ιδιοτ.	Ειδος Μελους	E (KN/M2)	G (KN/M2)	ε (KN/M3)	at (/0C)	KS (KN/M3)	bm (m))
1	Δοκός	0.3000E+08	0.1250E+08	25.00	0.1000E-04	0.	0.00
2	Δοκός	0.3000E+08	0.1250E+08	25.00	0.1000E-04	0.	0.00
3	Πεδ/κος	0.3000E+08	0.1250E+08	25.00	0.1000E-04	30000.	1.50
4	Δοκός	0.3000E+08	0.1250E+08	0.00	0.1000E-04	0.	0.00

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ: ΕΑΚ/ΕΚΩΣ

Α/Α	Επιφάνεια	Επ.Διατμ.Υ	Επ.Διατμ.Ζ	Στρ.Ρ.αδρ.	Κ.Ρ.Αδ.Υ	Κ.Ρ.Αδ.Ζ
Ιδιοτ.	Α(Μ2)	ASY(M2)	ASZ(M2)	IX(M4)	IY(M4)	IZ(M4)
1	0.5000E+00	0.4167E+00	0.4167E+00	0.9596E-03	.1110E+00	0.1734E-02
2	0.5000E+00	0.4167E+00	0.4167E+00	0.9596E-03	.1734E-02	0.1110E+00
3	0.2500E+00	0.2083E+00	0.2083E+00	0.8802E-03	.5208E-02	0.5208E-02
4	0.6250E+00	0.5208E+00	0.5208E+00	0.1220E-02	.2168E-02	0.2168E+00
5	0.1375E+01	0.7500E+00	0.3958E+00	0.2801E-02	.5063E+00	0.3810E+00
6	0.5125E+00	0.4271E+00	0.4271E+00	0.9857E-03	.1195E+00	0.1778E-02
7	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.5235E-02	0.3277E-02
8	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.4971E-02	0.3254E-02
9	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.2220E-02	0.2891E-02
10	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.2671E-02	0.2976E-02
11	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.5534E-02	0.3467E-02
12	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.6742E-02	0.3562E-02
13	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.1188E-01	0.3830E-02
14	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.6237E-02	0.3525E-02
15	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.5312E-02	0.3447E-02
16	0.1060E+01	0.3333E+00	0.3333E+00	0.8445E-02	.1709E+00	0.3155E-01
17	0.1428E+01	0.1190E+01	0.1190E+01	0.1000E-06	.1000E-05	0.5000E-06
18	0.1338E+01	0.1115E+01	0.1115E+01	0.1000E-06	.1000E-05	0.5000E-06
19	0.9382E+00	0.7818E+00	0.7818E+00	0.1000E-06	.1000E-05	0.5000E-06
20	0.8629E+00	0.7191E+00	0.7191E+00	0.1000E-06	.1000E-05	0.5000E-06

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ: EC8/EC2

Α/Α	Επιφάνεια	Επ.Διατμ.Υ	Επ.Διατμ.Ζ	Στρ.Ρ.αδρ.	Κ.Ρ.Αδ.Υ	Κ.Ρ.Αδ.Ζ
Ιδιοτ.	Α(Μ2)	ASY(M2)	ASZ(M2)	IX(M4)	IY(M4)	IZ(M4)
1	0.5000E+00	0.4167E+00	0.4167E+00	0.9596E-03	.8333E-01	0.1302E-02
2	0.5000E+00	0.4167E+00	0.4167E+00	0.9596E-03	.1302E-02	0.8333E-01
3	0.2500E+00	0.2083E+00	0.2083E+00	0.8802E-03	.2604E-02	0.2604E-02
4	0.6250E+00	0.5208E+00	0.5208E+00	0.1220E-02	.1628E-02	0.1628E+00

5	0.1375E+01	0.7500E+00	0.3958E+00	0.2801E-02	.3801E+00	0.2861E+00							
6	0.5125E+00	0.4271E+00	0.4271E+00	0.9857E-03	.8974E-01	0.1335E-02							
7	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.2617E-02	0.3277E-02							
8	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.2486E-02	0.3254E-02							
9	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.1110E-02	0.2891E-02							
10	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.1336E-02	0.2976E-02							
11	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.2767E-02	0.3467E-02							
12	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.3371E-02	0.3562E-02							
13	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.5939E-02	0.3830E-02							
14	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.3119E-02	0.3525E-02							
15	0.1500E+00	0.1250E+00	0.1250E+00	0.2307E-03	.2656E-02	0.3447E-02							
16	0.1060E+01	0.3333E+00	0.3333E+00	0.8445E-02	.8544E-01	0.3155E-01							
17	0.1428E+01	0.1190E+01	0.1190E+01	0.1000E-06	.5000E-06	0.5000E-06							
18	0.1338E+01	0.1115E+01	0.1115E+01	0.1000E-06	.5000E-06	0.5000E-06							
19	0.9382E+00	0.7818E+00	0.7818E+00	0.1000E-06	.5000E-06	0.5000E-06							
20	0.8629E+00	0.7191E+00	0.7191E+00	0.1000E-06	.5000E-06	0.5000E-06							

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ: ΔΟΚΟΥ

Α/Α	Κομβος		Ιδιοτητα		Γων.		Α κ α μ π τ α			Τ μ η μ α τ α			Μηκος
Μελους	Αρχης	Τελος	Υλ.	Γεωμ	b		Α ρ χ η ς(M)			Τ ε λ ο υ ς(M)			L
	I	J	A/A	A/A	(0)		X	Y	Z	X	Y	Z	(M)
1	65	1	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
2	66	2	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
3	67	3	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
4	68	4	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
5	69	5	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
6	70	6	1	5	90.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
7	71	7	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
8	72	8	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
9	73	9	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
10	74	10	1	6	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
11	75	11	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	
12	76	12	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00	

13	77	13	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
14	78	14	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
15	79	15	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
16	80	16	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
17	1	17	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
18	2	18	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
19	3	19	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
20	4	20	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
21	5	21	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
22	6	22	1	5	90.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
23	7	23	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
24	8	24	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
25	9	25	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
26	10	26	1	6	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
27	11	27	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
28	12	28	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
29	13	29	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
30	14	30	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
31	15	31	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
32	16	32	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
33	17	33	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
34	18	34	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
35	19	35	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
36	20	36	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
37	21	37	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
38	22	38	1	5	90.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
39	23	39	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
40	24	40	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
41	25	41	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
42	26	42	1	6	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
43	27	43	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
44	28	44	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
45	29	45	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
46	30	46	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00

47	31	47	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
48	32	48	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
49	33	49	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
50	34	50	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
51	35	51	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
52	36	52	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
53	37	53	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
54	38	54	1	5	90.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
55	39	55	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
56	40	56	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
57	41	57	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
58	42	58	1	6	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
59	43	59	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
60	44	60	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
61	45	61	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
62	46	62	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
63	47	63	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
64	48	64	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.00
65	81	65	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
66	82	66	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
67	83	67	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
68	84	68	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
69	85	69	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
70	86	70	1	5	90.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
71	87	71	1	2	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
278	88	72	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
73	89	73	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
74	90	74	1	6	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
75	91	75	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
76	92	76	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
77	93	77	1	4	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
78	94	78	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
79	95	79	1	3	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00
80	96	80	1	1	0.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.00

```
    81|   49|   97|  1|   1|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    82|   50|   98|  1|   2|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    83|   51|   99|  1|   3|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    84|   52|  100|  1|   4|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    85|   53|  101|  1|   3|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    86|   54|  102|  1|   5| 90.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    87|   55|  103|  1|   2|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    88|   56|  104|  1|   3|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    89|   57|  105|  1|   3|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    90|   58|  106|  1|   6|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    91|   59|  107|  1|   3|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    92|   60|  108|  1|   3|  0.| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000| 0.000|
3.00
    93|    1|    5|  2|   7|  0.|-0.125| 0.000| 0.875| 0.250| 0.000| 0.125|
4.75
    94|    5|    9|  2|   8|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
    95|    9|   13|  2|   9|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 1.250| 0.000| 0.000|
2.50
    96|   13|   14|  2|   7|  0.|-1.125| 0.000|-0.125|-0.125| 0.000| 0.250|
4.75
    97|   14|   15|  2|   8|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
    98|   15|   16|  2|  10|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.000|
3.00
    99|   16|   12|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000|-0.875|-0.250| 0.000|-0.125|
4.75
   100|   12|    8|  2|   8|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   101|    8|    4|  2|   9|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   102|    4|    3|  2|   7|  0.| 1.125| 0.000| 0.125| 0.125| 0.000|-0.250|
4.75
   103|    3|    2|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.75
   104|    2|    1|  2|  10|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.000| 0.000|-1.000|
3.00
   105|    2|    6|  2|  11|  0.|-1.000| 0.000| 0.000| 0.950| 0.000| 0.671|
3.00
   106|    6|   10|  2|  12|  0.|-0.950| 0.000| 0.671| 0.125| 0.000| 0.900|
3.35
   107|   10|   14|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000| 0.900| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   108|   15|   11|  2|  13|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   109|   11|    7|  2|  11|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.000| 0.000| 0.000|
3.00
   110|    7|    3|  2|  13|  0.| 1.000| 0.000| 0.000|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   111|    6|    5|  2|  13|  0.| 0.825| 0.000| 0.796| 0.125| 0.000|-0.250|
4.50
   112|    7|    6|  2|  14|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.825| 0.000|-1.254|
3.20
   113|    8|    7|  2|  13|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.50
   114|   10|   11|  2|  15|  0.| 0.000| 0.000|-1.025|-0.125| 0.000| 0.250|
2.95
```

```
   115|   11|   12|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   116|    9|   10|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.025|
4.50
   117|   17|   21|  2|   7|  0.|-0.125| 0.000| 0.875| 0.250| 0.000| 0.125|
4.75
   118|   21|   25|  2|   8|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   119|   25|   29|  2|   9|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   120|   29|   30|  2|   7|  0.|-1.125| 0.000|-0.125|-0.125| 0.000| 0.250|
4.75
   121|   30|   31|  2|   8|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   122|   31|   32|  2|  10|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.000|
3.00
   123|   32|   28|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000|-0.875|-0.250| 0.000|-0.125|
4.75
   124|   28|   24|  2|   8|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   125|   24|   20|  2|   9|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   126|   20|   19|  2|   7|  0.| 1.125| 0.000| 0.125| 0.125| 0.000|-0.250|
4.75
   127|   19|   18|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.75
   128|   18|   17|  2|  10|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.000| 0.000|-1.000|
3.00
   129|   18|   22|  2|  11|  0.|-1.000| 0.000| 0.000| 0.950| 0.000| 0.671|
3.00
   130|   22|   26|  2|  12|  0.|-0.950| 0.000| 0.671| 0.125| 0.000| 0.900|
3.35
   131|   26|   30|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000| 0.900| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   132|   31|   27|  2|  13|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   133|   27|   23|  2|  11|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.000| 0.000| 0.000|
3.00
   134|   23|   19|  2|  13|  0.| 1.000| 0.000| 0.000|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   135|   22|   21|  2|  13|  0.| 0.825| 0.000| 0.796| 0.125| 0.000|-0.250|
4.50
   136|   23|   22|  2|  14|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.825| 0.000|-1.254|
3.20
   137|   24|   23|  2|  13|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.50
   138|   26|   27|  2|  15|  0.| 0.000| 0.000|-1.025|-0.125| 0.000| 0.250|
2.95
   139|   27|   28|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   140|   25|   26|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.025|
4.50
   141|   33|   37|  2|   7|  0.|-0.125| 0.000| 0.875| 0.250| 0.000| 0.125|
4.75
   142|   37|   41|  2|   8|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   143|   41|   45|  2|   9|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   144|   45|   46|  2|   7|  0.|-1.125| 0.000|-0.125|-0.125| 0.000| 0.250|
4.75
   145|   46|   47|  2|   8|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   146|   47|   48|  2|  10|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.000|
3.00
   147|   48|   44|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000|-0.875|-0.250| 0.000|-0.125|
4.75
   148|   44|   40|  2|   8|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
```

```
   149|   40|   36|  2|   9|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   150|   36|   35|  2|   7|  0.| 1.125| 0.000| 0.125| 0.125| 0.000|-0.250|
4.75
   151|   35|   34|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.75
   152|   34|   33|  2|  10|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.000| 0.000|-1.000|
3.00
   153|   34|   38|  2|  11|  0.|-1.000| 0.000| 0.000| 0.950| 0.000| 0.671|
3.00
   154|   38|   42|  2|  12|  0.|-0.950| 0.000| 0.671| 0.125| 0.000| 0.900|
3.35
   155|   42|   46|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000| 0.900| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   156|   47|   43|  2|  13|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   157|   43|   39|  2|  11|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.000| 0.000| 0.000|
3.00
   158|   39|   35|  2|  13|  0.| 1.000| 0.000| 0.000|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   159|   38|   37|  2|  13|  0.| 0.825| 0.000| 0.796| 0.125| 0.000|-0.250|
4.50
   160|   39|   38|  2|  14|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.825| 0.000|-1.254|
3.20
   161|   40|   39|  2|  13|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.50
   162|   42|   43|  2|  15|  0.| 0.000| 0.000|-1.025|-0.125| 0.000| 0.250|
2.95
   163|   43|   44|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   164|   41|   42|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.025|
4.50
   165|   49|   53|  2|   7|  0.|-0.125| 0.000| 0.875| 0.250| 0.000| 0.125|
4.75
   166|   53|   57|  2|   8|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   167|   57|   61|  2|   9|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   168|   61|   62|  2|   7|  0.|-1.125| 0.000|-0.125|-0.125| 0.000| 0.250|
4.75
   169|   62|   63|  2|   8|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   170|   63|   64|  2|  10|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.000|
3.00
   171|   64|   60|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000|-0.875|-0.250| 0.000|-0.125|
4.75
   172|   60|   56|  2|   8|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   173|   56|   52|  2|   9|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   174|   52|   51|  2|   7|  0.| 1.125| 0.000| 0.125| 0.125| 0.000|-0.250|
4.75
   175|   51|   50|  2|   7|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.75
   176|   50|   49|  2|  10|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.000| 0.000|-1.000|
3.00
   177|   50|   54|  2|  11|  0.|-1.000| 0.000| 0.000| 0.950| 0.000| 0.671|
3.00
   178|   54|   58|  2|  12|  0.|-0.950| 0.000| 0.671| 0.125| 0.000| 0.900|
3.35
   179|   58|   62|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000| 0.900| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   180|   63|   59|  2|  13|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   181|   59|   55|  2|  11|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.000| 0.000| 0.000|
3.00
   182|   55|   51|  2|  13|  0.| 1.000| 0.000| 0.000|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
```

```
   183|    54|    53|   2|   13|   0.| 0.825| 0.000| 0.796| 0.125| 0.000|-0.250|
4.50
   184|    55|    54|   2|   14|   0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.825| 0.000|-1.254|
3.20
   185|    56|    55|   2|   13|   0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.50
   186|    58|    59|   2|   15|   0.| 0.000| 0.000|-1.025|-0.125| 0.000| 0.250|
2.95
   187|    59|    60|   2|   13|   0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   188|    57|    58|   2|   13|   0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.025|
4.50
   189|    65|    69|   2|    7|   0.|-0.125| 0.000| 0.875| 0.250| 0.000| 0.125|
4.75
   190|    69|    73|   2|    8|   0.|-0.250| 0.000| 0.125| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   191|    73|    77|   2|    9|   0.|-0.250| 0.000| 0.125| 1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   192|    77|    78|   2|    7|   0.|-1.125| 0.000|-0.125|-0.125| 0.000| 0.250|
4.75
   193|    78|    79|   2|    8|   0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   194|    79|    80|   2|   10|   0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.000|
3.00
   195|    80|    76|   2|    7|   0.| 0.125| 0.000|-0.875|-0.250| 0.000|-0.125|
4.75
   196|    76|    72|   2|    8|   0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   197|    72|    68|   2|    9|   0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   198|    68|    67|   2|    7|   0.| 1.125| 0.000| 0.125| 0.125| 0.000|-0.250|
4.75
   199|    67|    66|   2|    7|   0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.75
   200|    66|    65|   2|   10|   0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.000| 0.000|-1.000|
3.00
   201|    66|    70|   2|   11|   0.|-1.000| 0.000| 0.000| 0.950| 0.000| 0.671|
3.00
   202|    70|    74|   2|   12|   0.|-0.950| 0.000| 0.671| 0.125| 0.000| 0.900|
3.35
   203|    74|    78|   2|   13|   0.|-0.125| 0.000| 0.900| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   204|    79|    75|   2|   13|   0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   205|    75|    71|   2|   11|   0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.000| 0.000| 0.000|
3.00
   206|    71|    67|   2|   13|   0.| 1.000| 0.000| 0.000|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   207|    70|    69|   2|   13|   0.| 0.825| 0.000| 0.796| 0.125| 0.000|-0.250|
4.50
   208|    71|    70|   2|   14|   0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.825| 0.000|-1.254|
3.20
   209|    72|    71|   2|   13|   0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.50
   210|    74|    75|   2|   15|   0.| 0.000| 0.000|-1.025|-0.125| 0.000| 0.250|
2.95
   211|    75|    76|   2|   13|   0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   212|    73|    74|   2|   13|   0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.025|
4.50
   213|    81|    85|   3|   16|   0.|-0.125|-0.200| 0.800| 0.250|-0.200| 0.050|
4.75
   214|    85|    89|   3|   16|   0.|-0.250|-0.200| 0.050| 0.250|-0.200| 0.050|
4.50
   215|    89|    93|   3|   16|   0.|-0.250|-0.200| 0.050| 1.250|-0.200|-0.075|
2.50
   216|    93|    94|   3|   16|   0.|-1.050|-0.200|-0.125|-0.050|-0.200| 0.250|
4.75
```

```
   217|    95|    96|   3|   16|   0.|-0.050|-0.200|-0.250| 0.075|-0.200| 1.000|
3.00
   218|    94|    95|   3|   16|   0.|-0.050|-0.200|-0.250|-0.050|-0.200| 0.250|
4.50
   219|    88|    84|   3|   16|   0.| 0.250|-0.200|-0.050|-1.250|-0.200| 0.075|
2.50
   220|    96|    92|   3|   16|   0.| 0.125|-0.200|-0.800|-0.250|-0.200|-0.050|
4.75
   221|    92|    88|   3|   16|   0.| 0.250|-0.200|-0.050|-0.250|-0.200|-0.050|
4.50
   222|    82|    81|   3|   16|   0.| 0.800|-0.200| 0.125|-0.075|-0.200|-1.000|
3.00
   223|    84|    83|   3|   16|   0.| 1.050|-0.200| 0.125| 0.050|-0.200|-0.250|
4.75
   224|    83|    82|   3|   16|   0.| 0.050|-0.200| 0.250| 0.800|-0.200|-0.125|
4.75
   225|    86|    85|   3|   16|   0.| 0.750|-0.200| 0.796| 0.050|-0.200|-0.250|
4.50
   226|    88|    87|   3|   16|   0.| 0.050|-0.200| 0.250| 0.800|-0.200|-0.125|
4.50
   227|    87|    86|   3|   16|   0.| 0.800|-0.200| 0.125| 0.750|-0.200|-1.254|
3.20
   228|    90|    94|   3|   16|   0.|-0.125|-0.200| 0.825| 0.250|-0.200| 0.050|
4.50
   229|    82|    86|   3|   16|   0.|-1.000|-0.200|-0.075| 0.950|-0.200| 0.596|
3.00
   230|    86|    90|   3|   16|   0.|-0.950|-0.200| 0.596| 0.125|-0.200| 0.825|
3.35
   231|    87|    83|   3|   16|   0.| 1.000|-0.200| 0.075|-0.250|-0.200|-0.050|
4.50
   232|    95|    91|   3|   16|   0.| 0.250|-0.200|-0.050|-0.250|-0.200|-0.050|
4.50
   233|    91|    87|   3|   16|   0.| 0.250|-0.200|-0.050|-1.000|-0.200| 0.075|
3.00
   234|    91|    92|   3|   16|   0.|-0.050|-0.200|-0.250|-0.050|-0.200| 0.250|
4.50
   235|    89|    90|   3|   16|   0.|-0.050|-0.200|-0.250| 0.075|-0.200| 1.025|
4.50
   236|    90|    91|   3|   16|   0.| 0.075|-0.200|-1.025|-0.050|-0.200| 0.250|
2.95
   237|    97|   101|   2|    7|   0.|-0.125| 0.000| 0.875| 0.250| 0.000| 0.125|
4.75
   238|   101|   105|   2|    8|   0.|-0.250| 0.000| 0.125| 0.250| 0.000| 0.125|
4.50
   239|   108|   104|   2|    8|   0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   240|   104|   100|   2|    9|   0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.250| 0.000| 0.000|
2.50
   241|   100|    99|   2|    7|   0.| 1.125| 0.000| 0.125| 0.125| 0.000|-0.250|
4.75
   242|    99|    98|   2|    7|   0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.75
   243|    98|    97|   2|   10|   0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.000| 0.000|-1.000|
3.00
   244|    98|   102|   2|   11|   0.|-1.000| 0.000| 0.000| 0.950| 0.000| 0.671|
3.00
   245|   102|   106|   2|   12|   0.|-0.950| 0.000| 0.671| 0.125| 0.000| 0.900|
3.35
   246|   107|   103|   2|   11|   0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.000| 0.000| 0.000|
3.00
   247|   103|    99|   2|   13|   0.| 1.000| 0.000| 0.000|-0.250| 0.000|-0.125|
4.50
   248|   102|   101|   2|   13|   0.| 0.825| 0.000| 0.796| 0.125| 0.000|-0.250|
4.50
   249|   103|   102|   2|   14|   0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.825| 0.000|-1.254|
3.20
   250|   104|   103|   2|   13|   0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
4.50
```

```
   251|  106|  107|  2|  15|  0.| 0.000| 0.000|-1.025|-0.125| 0.000| 0.250|
2.95
   252|  107|  108|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
4.50
   253|  105|  106|  2|  13|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.025|
4.50
   254|   81|   69|  4|  17|  0.|-0.125| 0.000| 0.875| 0.250| 0.000| 0.125|
6.21
   255|   85|   65|  4|  17|  0.| 0.250| 0.000| 0.125|-0.125| 0.000| 0.875|
6.21
   256|   85|   73|  4|  18|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 0.250| 0.000| 0.125|
6.02
   257|   89|   69|  4|  18|  0.| 0.250| 0.000| 0.125|-0.250| 0.000| 0.125|
6.02
   262|   94|   79|  4|  18|  0.|-0.125| 0.000|-0.250|-0.125| 0.000| 0.250|
6.02
   263|   95|   78|  4|  18|  0.|-0.125| 0.000| 0.250|-0.125| 0.000|-0.250|
6.02
   264|   95|   80|  4|  19|  0.|-0.125| 0.000|-0.250| 0.000| 0.000| 1.000|
5.00
   265|   96|   79|  4|  19|  0.| 0.000| 0.000| 1.000|-0.125| 0.000|-0.250|
5.00
   266|   92|   80|  4|  17|  0.|-0.250| 0.000|-0.125| 0.125| 0.000|-0.875|
6.21
   267|   96|   76|  4|  17|  0.| 0.125| 0.000|-0.875|-0.250| 0.000|-0.125|
6.21
   268|   88|   76|  4|  18|  0.|-0.250| 0.000|-0.125| 0.250| 0.000|-0.125|
6.02
   269|   92|   72|  4|  18|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-0.250| 0.000|-0.125|
6.02
   274|   82|   67|  4|  17|  0.| 0.875| 0.000|-0.125| 0.125| 0.000| 0.250|
6.21
   275|   83|   66|  4|  17|  0.| 0.125| 0.000| 0.250| 0.875| 0.000|-0.125|
6.21
   276|   81|   66|  4|  19|  0.| 0.000| 0.000|-1.000| 0.875| 0.000| 0.125|
5.00
   277|   82|   65|  4|  19|  0.| 0.875| 0.000| 0.125| 0.000| 0.000|-1.000|
5.00
   279|   84|   72|  4|  20|  0.|-1.250| 0.000| 0.000| 0.250| 0.000|-0.125|
4.72
   280|   88|   68|  4|  20|  0.| 0.250| 0.000|-0.125|-1.250| 0.000| 0.000|
4.72
   281|   83|   68|  4|  17|  0.| 0.125| 0.000|-0.250| 1.125| 0.000| 0.125|
6.21
   282|   84|   67|  4|  17|  0.| 1.125| 0.000| 0.125| 0.125| 0.000|-0.250|
6.21
   283|   89|   77|  4|  20|  0.|-0.250| 0.000| 0.125| 1.250| 0.000| 0.000|
4.72
   284|   93|   73|  4|  20|  0.| 1.250| 0.000| 0.000|-0.250| 0.000| 0.125|
4.72
   285|   93|   78|  4|  17|  0.|-1.125| 0.000|-0.125|-0.125| 0.000| 0.250|
6.21
   286|   94|   77|  4|  17|  0.|-0.125| 0.000| 0.250|-1.125| 0.000|-0.125|
6.21
```

ΕΛΕΥΘΕΡΙΕΣ ΜΕΛΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ: ΔΟΚΟΥ

1=ΜΗ μεταβίβαση εντατικού μεγέθους απο το κομβο στο μελος και αντιστροφα
0=μεταβίβαση εντατικού μεγέθους απο το κομβο στο μελος και αντιστροφα

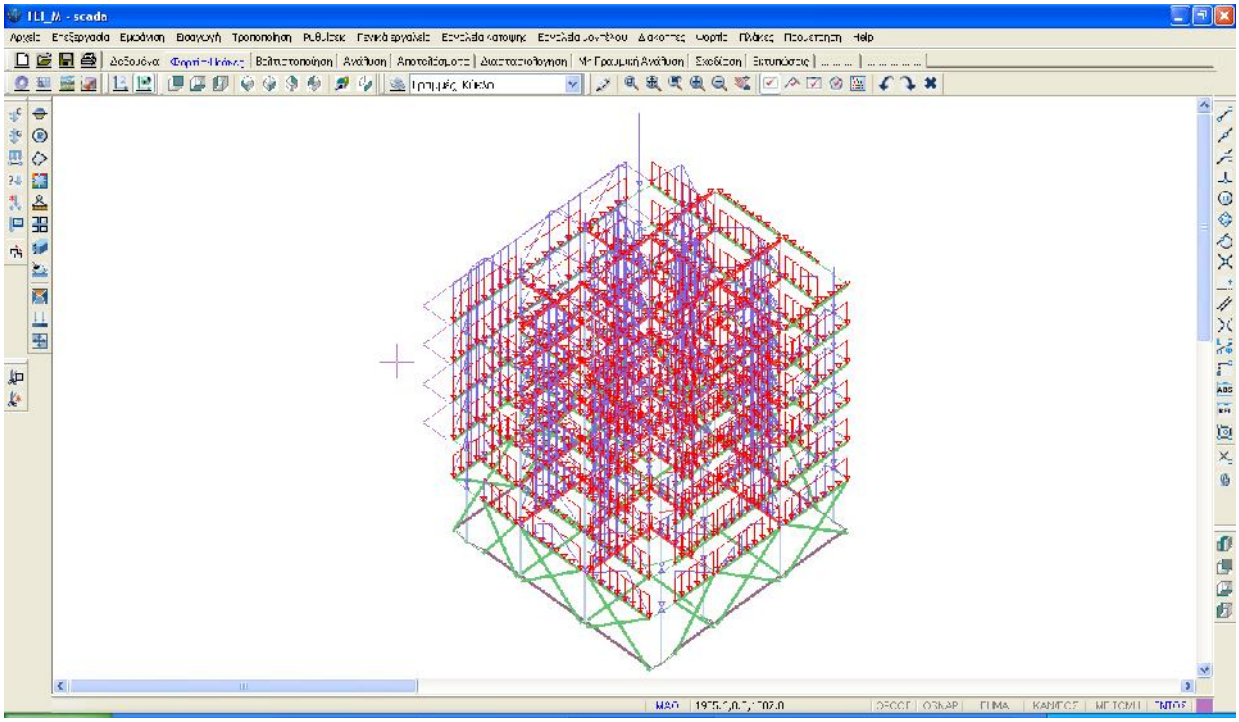
```
-------------------------------------------------------------------------
A/A   |   K O M B O Σ    A P X H Σ  |    |  K O M B O Σ    T E Λ O Y Σ
------|-----------------------------|    |-------------------------------
Μελους| N  | QY | QZ | MX | MY | MZ |    |  N | QY | QZ | MX | MY | MZ
------|----|----|----|----|----|----|    |----|----|----|----|----|------
  254 | 0  | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  |    | 0  | 1  | 1  | 1  | 1  | 1
```

255	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
256	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
257	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
262	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
263	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
264	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
265	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
266	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
267	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
268	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
269	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
274	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
275	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
276	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
277	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
279	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
280	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
281	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
282	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
283	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
284	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
285	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1
286	0	1	1	1	1	1		0	1	1	1	1	1

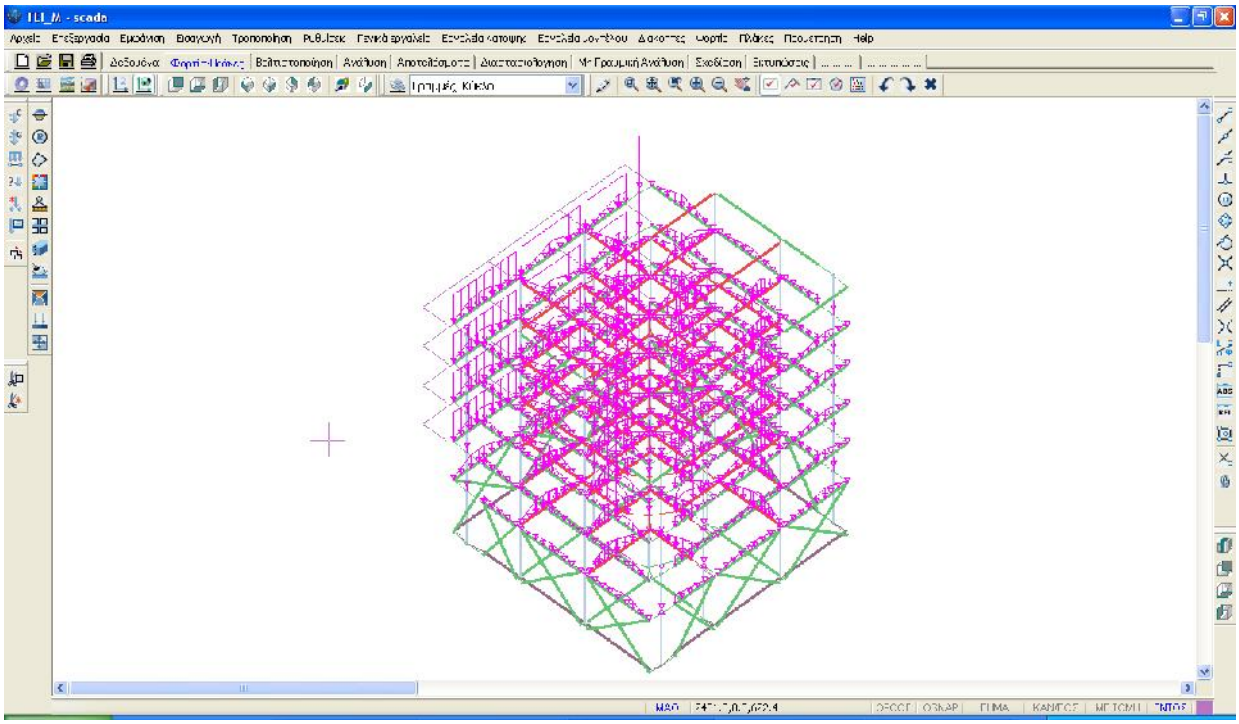
ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
1. Ι.Β. Ραβδωτών Στοιχείων (Αρ Φ. 1)
2. Επικαλύψεις Πλακών & Ι.Β. Πλακών (Αρ Φ. 1)
3. Κινητά Πλακών (Αρ Φ. 2)
4. Μπατικη Τοιχοποιια (Αρ Φ. 1)
5. Δρομικη Τοιχοποιια (Αρ Φ. 1)

Ανάλυση Φορτίων

Ίδιος Βάρος: 25kN/m3
Μπατικη Τοιχοποιια: 3.60KN/m2x2.50M=9.00kN/m
Δρομικη Τοιχοποιια: 2.10KN/m2x2.50M=5.25kN/m
Επικαλύψεις Πλακών: 1.30KN/m2 (Στάθμες 1 έως 5)
Επικαλύψεις Πλακών: 2.00KN/m2 (Στάθμη 6)
Κινητά Πλακών: 2.00KN/m2 (Δάπεδα)
Κινητά Πλακών: 5.00KN/m2 (Πρόβολοι)
Κινητά Πλακών: 3.50KN/m2 (Κλιμακοστάσιο, Πλάκα Π5 → Στάθμες 1 έως 5)



ΣΧΗΜΑ 11. Κατανομή Μόνιμων Φορτίων



ΣΧΗΜΑ 12. Κατανομή Κινητών Φορτίων

ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ

Ιδιο Βαρος 3/D BEAM ELEMENTS= 7828.812 KN
Το ιδιο βαρος του Μοντέλου λαμβάνεται υπόψει στη Φορτιση: 1

ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΛΩΝ

q(KN/M)=Κατανεμημένη Δύναμη - Q(KN)=Συγκεντρωμένη Δύναμη
Μκ(KNM/M)=Κατανεμημένη Ροπή-Μσ(KNM)=Συγκεντρωμένη Ροπή-Τ=Θ/σία ανω-κάτω πελ/τος

Αρ. Μελ.	Αρ|ID| Φ.|Φ.|	ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΟ (KN/M) Αρχης	Τέλους	ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ (KNM/M) Αρχής	Τέλους	ΣΥΓΚ/ΝΟ (KN) Φορτίο	ΑΠ/ΣΗ (KNM) Αρχης	Επ|Φ.|	Γωνία Φορτίου
189	1|q	1.575	12.106	0.000	3.078		XY	0	0.
189	1|q	12.106	0.909	1.672	0.000		XY	0	0.
189	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
190	1|q	1.819	10.003	0.000	2.250		XY	0	0.
190	1|q	10.003	1.819	2.250	0.000		XY	0	0.
190	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
191	1|q	9.548	9.093	2.375	0.000		XY	0	0.
191	1|q	0.909	9.548	0.000	0.125		XY	0	0.
191	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
192	1|q	16.538	1.575	2.375	0.000		XY	0	0.
192	1|q	16.537	16.538	1.266	2.375		XY	0	0.
192	1|q	2.728	16.537	0.000	3.484		XY	0	0.
192	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
193	1|q	3.150	16.538	0.000	2.375		XY	0	0.
193	1|q	16.538	16.537	2.125	2.125		XY	0	0.
193	1|q	16.537	3.150	2.375	0.000		XY	0	0.
193	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
194	1|q	1.027	16.143	0.000	0.601		XY	0	0.
194	1|q	16.143	12.600	2.438	0.000		XY	0	0.
194	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
195	1|q	1.575	16.143	0.000	2.438		XY	0	0.
195	1|q	16.143	0.786	2.312	0.000		XY	0	0.
195	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
196	1|q	1.819	10.003	0.000	2.250		XY	0	0.
196	1|q	10.003	1.819	2.250	0.000		XY	0	0.
196	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
197	1|q	0.909	10.003	0.000	0.000		XY	0	0.
197	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
198	1|q	12.106	0.909	1.672	0.000		XY	0	0.
198	1|q	1.575	12.106	0.000	3.078		XY	0	0.
198	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
199	1|q	1.819	10.003	0.000	2.500		XY	0	0.
199	1|q	10.003	0.909	2.250	0.000		XY	0	0.
199	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
200	1|q	0.909	11.821	0.000	0.000		XY	0	0.
200	1|q	9.000	9.000	0.000	0.000		XY	0	0.
201	1|q	20.475	1.575	0.000	0.000		XY	0	0.
201	1|q	17.325	17.325	0.000	2.500		XY	0	0.
201	1|q	17.325	1.575	0.500	0.000		XY	0	0.
201	1|q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0	0.
202	1|q	17.325	1.575	0.850	0.000		XY	0	0.
202	1|q	11.970	17.325	0.000	2.500		XY	0	0.
202	1|q	11.970	17.325	0.000	2.500		XY	0	0.
202	1|q	17.325	1.575	0.850	0.000		XY	0	0.
202	1|q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0	0.
203	1|q	1.575	16.537	0.000	2.125		XY	0	0.
203	1|q	16.537	3.150	2.375	0.000		XY	0	0.
203	1|q	1.575	16.537	0.000	2.125		XY	0	0.
203	1|q	16.537	3.150	2.375	0.000		XY	0	0.
203	1|q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0	0.
204	1|q	3.150	16.537	0.000	2.375		XY	0	0.

204	1	q	16.537	1.575	2.125	0.000			XY	0.
204	1	q	16.143	0.786	2.062	0.000			XY	0.
204	1	q	3.150	16.143	0.000	2.438			XY	0.
204	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
205	1	q	3.150	17.325	0.000	0.750			XY	0.
205	1	q	17.325	12.600	2.250	0.000			XY	0.
205	1	q	17.325	12.600	2.250	0.000			XY	0.
205	1	q	3.150	17.325	0.000	0.750			XY	0.
205	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
206	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000			XY	0.
206	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088			XY	0.
206	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000			XY	0.
206	1	q	1.575	20.969	0.000	1.422			XY	0.
206	1	q	20.969	5.456	3.078	0.000			XY	0.
206	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
207	1	q	20.969	5.456	3.078	0.000			XY	0.
207	1	q	1.575	20.969	0.000	1.422			XY	0.
207	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000			XY	0.
207	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088			XY	0.
207	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000			XY	0.
207	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
208	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000			XY	0.
208	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700			XY	0.
208	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700			XY	0.
208	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000			XY	0.
208	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
209	1	q	5.456	20.969	0.000	3.078			XY	0.
209	1	q	20.969	1.575	1.422	0.000			XY	0.
209	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412			XY	0.
209	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500			XY	0.
209	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000			XY	0.
209	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
210	1	q	12.915	17.325	0.000	2.250			XY	0.
210	1	q	17.325	3.150	0.700	0.000			XY	0.
210	1	q	16.538	3.150	0.825	0.000			XY	0.
210	1	q	16.537	16.538	0.575	2.125			XY	0.
210	1	q	12.915	16.537	0.000	2.375			XY	0.
210	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
211	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000			XY	0.
211	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088			XY	0.
211	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000			XY	0.
211	1	q	16.143	3.150	2.438	0.000			XY	0.
211	1	q	1.027	16.143	0.000	2.101			XY	0.
211	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
212	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412			XY	0.
212	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500			XY	0.
212	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000			XY	0.
212	1	q	5.456	16.538	0.000	3.484			XY	0.
212	1	q	16.538	16.537	1.016	2.375			XY	0.
212	1	q	16.537	1.575	2.125	0.000			XY	0.
212	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000			XY	0.
93	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
93	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
93	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
117	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
117	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
117	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
141	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
141	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
141	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
165	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
165	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
165	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
94	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
94	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.
94	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
118	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
118	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.

118	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
142	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
142	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.
142	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
166	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
166	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.
166	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
95	1	q	9.548	9.093	2.375	0.000			XY	0.
95	1	q	0.909	9.548	0.000	0.125			XY	0.
95	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
119	1	q	9.548	9.093	2.375	0.000			XY	0.
119	1	q	0.909	9.548	0.000	0.125			XY	0.
119	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
143	1	q	9.548	9.093	2.375	0.000			XY	0.
143	1	q	0.909	9.548	0.000	0.125			XY	0.
143	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
167	1	q	9.548	9.093	2.375	0.000			XY	0.
167	1	q	0.909	9.548	0.000	0.125			XY	0.
167	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
96	1	q	16.538	1.575	2.375	0.000			XY	0.
96	1	q	16.537	16.538	1.266	2.375			XY	0.
96	1	q	2.728	16.537	0.000	3.484			XY	0.
96	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
96	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
120	1	q	16.538	1.575	2.375	0.000			XY	0.
120	1	q	16.537	16.538	1.266	2.375			XY	0.
120	1	q	2.728	16.537	0.000	3.484			XY	0.
120	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
120	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
144	1	q	16.538	1.575	2.375	0.000			XY	0.
144	1	q	16.537	16.538	1.266	2.375			XY	0.
144	1	q	2.728	16.537	0.000	3.484			XY	0.
144	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
144	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
168	1	q	16.538	1.575	2.375	0.000			XY	0.
168	1	q	16.537	16.538	1.266	2.375			XY	0.
168	1	q	2.728	16.537	0.000	3.484			XY	0.
168	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
168	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
97	1	q	3.150	16.538	0.000	2.375			XY	0.
97	1	q	16.538	16.537	2.125	2.125			XY	0.
97	1	q	16.537	3.150	2.375	0.000			XY	0.
97	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
97	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
121	1	q	3.150	16.538	0.000	2.375			XY	0.
121	1	q	16.538	16.537	2.125	2.125			XY	0.
121	1	q	16.537	3.150	2.375	0.000			XY	0.
121	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
121	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
145	1	q	3.150	16.538	0.000	2.375			XY	0.
145	1	q	16.538	16.537	2.125	2.125			XY	0.
145	1	q	16.537	3.150	2.375	0.000			XY	0.
145	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
145	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
169	1	q	3.150	16.538	0.000	2.375			XY	0.
169	1	q	16.538	16.537	2.125	2.125			XY	0.
169	1	q	16.537	3.150	2.375	0.000			XY	0.
169	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
169	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
98	1	q	1.027	16.143	0.000	0.601			XY	0.
98	1	q	16.143	12.600	2.438	0.000			XY	0.
98	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
98	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
122	1	q	1.027	16.143	0.000	0.601			XY	0.
122	1	q	16.143	12.600	2.438	0.000			XY	0.
122	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
122	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
146	1	q	1.027	16.143	0.000	0.601			XY	0.

146	1	q	16.143	12.600	2.438	0.000			XY	0.
146	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
146	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
170	1	q	1.027	16.143	0.000	0.601			XY	0.
170	1	q	16.143	12.600	2.438	0.000			XY	0.
170	1	q	15.300	15.300	0.000	0.000			XY	0.
170	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
99	1	q	1.575	16.143	0.000	2.438			XY	0.
99	1	q	16.143	0.786	2.312	0.000			XY	0.
99	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
123	1	q	1.575	16.143	0.000	2.438			XY	0.
123	1	q	16.143	0.786	2.312	0.000			XY	0.
123	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
147	1	q	1.575	16.143	0.000	2.438			XY	0.
147	1	q	16.143	0.786	2.312	0.000			XY	0.
147	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
171	1	q	1.575	16.143	0.000	2.438			XY	0.
171	1	q	16.143	0.786	2.312	0.000			XY	0.
171	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
100	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
100	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.
100	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
124	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
124	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.
124	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
148	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
148	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.
148	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
172	1	q	1.819	10.003	0.000	2.250			XY	0.
172	1	q	10.003	1.819	2.250	0.000			XY	0.
172	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
101	1	q	0.909	10.003	0.000	0.000			XY	0.
101	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
125	1	q	0.909	10.003	0.000	0.000			XY	0.
125	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
149	1	q	0.909	10.003	0.000	0.000			XY	0.
149	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
173	1	q	0.909	10.003	0.000	0.000			XY	0.
173	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
102	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
102	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
102	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
126	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
126	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
126	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
150	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
150	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
150	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
174	1	q	12.106	0.909	1.672	0.000			XY	0.
174	1	q	1.575	12.106	0.000	3.078			XY	0.
174	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
103	1	q	1.819	10.003	0.000	2.500			XY	0.
103	1	q	10.003	0.909	2.250	0.000			XY	0.
103	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
127	1	q	1.819	10.003	0.000	2.500			XY	0.
127	1	q	10.003	0.909	2.250	0.000			XY	0.
127	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
151	1	q	1.819	10.003	0.000	2.500			XY	0.
151	1	q	10.003	0.909	2.250	0.000			XY	0.
151	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
175	1	q	1.819	10.003	0.000	2.500			XY	0.
175	1	q	10.003	0.909	2.250	0.000			XY	0.
175	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
104	1	q	0.909	11.821	0.000	0.000			XY	0.
104	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
128	1	q	0.909	11.821	0.000	0.000			XY	0.
128	1	q	9.000	9.000	0.000	0.000			XY	0.
152	1	q	0.909	11.821	0.000	0.000			XY	0.

152		1	q		9.000		9.000	0.000	0.000			XY	0.
176		1	q		0.909		11.821	0.000	0.000			XY	0.
176		1	q		9.000		9.000	0.000	0.000			XY	0.
105		1	q		20.475		1.575	0.000	0.000			XY	0.
105		1	q		17.325		17.325	0.000	2.500			XY	0.
105		1	q		17.325		1.575	0.500	0.000			XY	0.
105		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
129		1	q		20.475		1.575	0.000	0.000			XY	0.
129		1	q		17.325		17.325	0.000	2.500			XY	0.
129		1	q		17.325		1.575	0.500	0.000			XY	0.
129		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
153		1	q		20.475		1.575	0.000	0.000			XY	0.
153		1	q		17.325		17.325	0.000	2.500			XY	0.
153		1	q		17.325		1.575	0.500	0.000			XY	0.
153		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
177		1	q		20.475		1.575	0.000	0.000			XY	0.
177		1	q		17.325		17.325	0.000	2.500			XY	0.
177		1	q		17.325		1.575	0.500	0.000			XY	0.
177		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
106		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
106		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
106		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
106		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
106		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
130		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
130		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
130		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
130		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
130		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
154		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
154		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
154		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
154		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
154		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
178		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
178		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
178		1	q		11.970		17.325	0.000	2.500			XY	0.
178		1	q		17.325		1.575	0.850	0.000			XY	0.
178		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
107		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
107		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
107		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
107		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
107		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
131		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
131		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
131		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
131		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
131		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
155		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
155		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
155		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
155		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
155		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
179		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
179		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
179		1	q		1.575		16.537	0.000	2.125			XY	0.
179		1	q		16.537		3.150	2.375	0.000			XY	0.
179		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
108		1	q		3.150		16.537	0.000	2.375			XY	0.
108		1	q		16.537		1.575	2.125	0.000			XY	0.
108		1	q		16.143		0.786	2.062	0.000			XY	0.
108		1	q		3.150		16.143	0.000	2.438			XY	0.
108		1	q		5.250		5.250	0.000	0.000			XY	0.
132		1	q		3.150		16.537	0.000	2.375			XY	0.
132		1	q		16.537		1.575	2.125	0.000			XY	0.
132		1	q		16.143		0.786	2.062	0.000			XY	0.
132		1	q		3.150		16.143	0.000	2.438			XY	0.

132|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
156|	1|q		3.150|	16.537| 0.000| 2.375|		|XY|	0.
156|	1|q		16.537|	1.575| 2.125| 0.000|		|XY|	0.
156|	1|q		16.143|	0.786| 2.062| 0.000|		|XY|	0.
156|	1|q		3.150|	16.143| 0.000| 2.438|		|XY|	0.
156|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
180|	1|q		3.150|	16.537| 0.000| 2.375|		|XY|	0.
180|	1|q		16.537|	1.575| 2.125| 0.000|		|XY|	0.
180|	1|q		16.143|	0.786| 2.062| 0.000|		|XY|	0.
180|	1|q		3.150|	16.143| 0.000| 2.438|		|XY|	0.
180|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
109|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
109|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
109|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
109|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
109|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
133|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
133|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
133|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
133|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
133|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
157|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
157|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
157|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
157|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
157|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
181|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
181|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
181|	1|q		17.325|	12.600| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
181|	1|q		3.150|	17.325| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
181|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
110|	1|q		1.575|	17.325| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
110|	1|q		17.325|	17.325| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
110|	1|q		17.325|	5.456| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
110|	1|q		1.575|	20.969| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
110|	1|q		20.969|	5.456| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
110|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
134|	1|q		1.575|	17.325| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
134|	1|q		17.325|	17.325| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
134|	1|q		17.325|	5.456| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
134|	1|q		1.575|	20.969| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
134|	1|q		20.969|	5.456| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
134|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
158|	1|q		1.575|	17.325| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
158|	1|q		17.325|	17.325| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
158|	1|q		17.325|	5.456| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
158|	1|q		1.575|	20.969| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
158|	1|q		20.969|	5.456| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
158|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
182|	1|q		1.575|	17.325| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
182|	1|q		17.325|	17.325| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
182|	1|q		17.325|	5.456| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
182|	1|q		1.575|	20.969| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
182|	1|q		20.969|	5.456| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
182|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
111|	1|q		20.969|	5.456| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
111|	1|q		1.575|	20.969| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
111|	1|q		1.575|	17.325| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
111|	1|q		17.325|	17.325| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
111|	1|q		17.325|	5.456| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
111|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
135|	1|q		20.969|	5.456| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
135|	1|q		1.575|	20.969| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
135|	1|q		1.575|	17.325| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
135|	1|q		17.325|	17.325| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
135|	1|q		17.325|	5.456| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
135|	1|q		5.250|	5.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
159|	1|q		20.969|	5.456| 3.078| 0.000|		|XY|	0.

159	1	q	1.575	20.969	0.000	1.422		XY	0.
159	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000		XY	0.
159	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088		XY	0.
159	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000		XY	0.
159	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
183	1	q	20.969	5.456	3.078	0.000		XY	0.
183	1	q	1.575	20.969	0.000	1.422		XY	0.
183	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000		XY	0.
183	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088		XY	0.
183	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000		XY	0.
183	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
112	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
112	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
112	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
112	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
112	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
136	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
136	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
136	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
136	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
136	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
160	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
160	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
160	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
160	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
160	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
184	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
184	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
184	1	q	1.575	17.325	0.000	0.700		XY	0.
184	1	q	17.325	12.915	2.500	0.000		XY	0.
184	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
113	1	q	5.456	20.969	0.000	3.078		XY	0.
113	1	q	20.969	1.575	1.422	0.000		XY	0.
113	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
113	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
113	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
113	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
137	1	q	5.456	20.969	0.000	3.078		XY	0.
137	1	q	20.969	1.575	1.422	0.000		XY	0.
137	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
137	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
137	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
137	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
161	1	q	5.456	20.969	0.000	3.078		XY	0.
161	1	q	20.969	1.575	1.422	0.000		XY	0.
161	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
161	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
161	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
161	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
185	1	q	5.456	20.969	0.000	3.078		XY	0.
185	1	q	20.969	1.575	1.422	0.000		XY	0.
185	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
185	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
185	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
185	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
114	1	q	12.915	17.325	0.000	2.250		XY	0.
114	1	q	17.325	3.150	0.700	0.000		XY	0.
114	1	q	16.538	3.150	0.825	0.000		XY	0.
114	1	q	16.537	16.538	0.575	2.125		XY	0.
114	1	q	12.915	16.537	0.000	2.375		XY	0.
114	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
138	1	q	12.915	17.325	0.000	2.250		XY	0.
138	1	q	17.325	3.150	0.700	0.000		XY	0.
138	1	q	16.538	3.150	0.825	0.000		XY	0.
138	1	q	16.537	16.538	0.575	2.125		XY	0.
138	1	q	12.915	16.537	0.000	2.375		XY	0.
138	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
162	1	q	12.915	17.325	0.000	2.250		XY	0.

162	1	q	17.325	3.150	0.700	0.000		XY	0.
162	1	q	16.538	3.150	0.825	0.000		XY	0.
162	1	q	16.537	16.538	0.575	2.125		XY	0.
162	1	q	12.915	16.537	0.000	2.375		XY	0.
162	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
186	1	q	12.915	17.325	0.000	2.250		XY	0.
186	1	q	17.325	3.150	0.700	0.000		XY	0.
186	1	q	16.538	3.150	0.825	0.000		XY	0.
186	1	q	16.537	16.538	0.575	2.125		XY	0.
186	1	q	12.915	16.537	0.000	2.375		XY	0.
186	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
115	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000		XY	0.
115	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088		XY	0.
115	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000		XY	0.
115	1	q	16.143	3.150	2.438	0.000		XY	0.
115	1	q	1.027	16.143	0.000	2.101		XY	0.
115	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
139	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000		XY	0.
139	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088		XY	0.
139	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000		XY	0.
139	1	q	16.143	3.150	2.438	0.000		XY	0.
139	1	q	1.027	16.143	0.000	2.101		XY	0.
139	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
163	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000		XY	0.
163	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088		XY	0.
163	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000		XY	0.
163	1	q	16.143	3.150	2.438	0.000		XY	0.
163	1	q	1.027	16.143	0.000	2.101		XY	0.
163	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
187	1	q	1.575	17.325	0.000	2.000		XY	0.
187	1	q	17.325	17.325	2.500	1.088		XY	0.
187	1	q	17.325	5.456	3.412	0.000		XY	0.
187	1	q	16.143	3.150	2.438	0.000		XY	0.
187	1	q	1.027	16.143	0.000	2.101		XY	0.
187	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
116	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
116	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
116	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
116	1	q	5.456	16.538	0.000	3.484		XY	0.
116	1	q	16.538	16.537	1.016	2.375		XY	0.
116	1	q	16.537	1.575	2.125	0.000		XY	0.
116	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
140	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
140	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
140	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
140	1	q	5.456	16.538	0.000	3.484		XY	0.
140	1	q	16.538	16.537	1.016	2.375		XY	0.
140	1	q	16.537	1.575	2.125	0.000		XY	0.
140	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
164	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
164	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
164	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
164	1	q	5.456	16.538	0.000	3.484		XY	0.
164	1	q	16.538	16.537	1.016	2.375		XY	0.
164	1	q	16.537	1.575	2.125	0.000		XY	0.
164	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
188	1	q	5.456	17.325	0.000	3.412		XY	0.
188	1	q	17.325	17.325	1.088	2.500		XY	0.
188	1	q	17.325	1.575	2.000	0.000		XY	0.
188	1	q	5.456	16.538	0.000	3.484		XY	0.
188	1	q	16.538	16.537	1.016	2.375		XY	0.
188	1	q	16.537	1.575	2.125	0.000		XY	0.
188	1	q	5.250	5.250	0.000	0.000		XY	0.
244	1	q	13.135	1.010	0.000	0.000		XY	0.
244	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000		XY	0.
249	1	q	23.299	23.299	1.672	0.000		XY	0.
249	1	q	3.031	23.299	0.000	1.528		XY	0.
249	1	q	3.031	24.408	0.000	1.437		XY	0.

249	1	q	24.408	24.408	1.763	0.000			XY	0.
249	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
247	1	q	1.010	13.451	0.000	1.422			XY	0.
247	1	q	13.451	3.500	3.078	0.000			XY	0.
247	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
242	1	q	3.500	13.451	0.000	3.328			XY	0.
242	1	q	13.451	13.451	1.422	1.672			XY	0.
242	1	q	13.451	1.750	3.078	0.000			XY	0.
242	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
245	1	q	7.679	14.092	0.000	1.763			XY	0.
245	1	q	14.092	1.750	1.587	0.000			XY	0.
245	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
251	1	q	14.092	14.092	0.000	1.513			XY	0.
251	1	q	14.092	3.500	1.437	0.000			XY	0.
251	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
246	1	q	3.500	14.092	0.000	1.487			XY	0.
246	1	q	14.092	8.083	1.513	0.000			XY	0.
246	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
237	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
238	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
239	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
240	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
241	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
243	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
248	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
250	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
252	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
253	1	q	1.000	1.000	0.000	0.000			XY	0.
189	2	q	0.500	3.843	0.000	3.078			XY	0.
189	2	q	3.843	0.289	1.672	0.000			XY	0.
190	2	q	0.577	3.175	0.000	2.250			XY	0.
190	2	q	3.175	0.577	2.250	0.000			XY	0.
191	2	q	3.031	2.887	2.375	0.000			XY	0.
191	2	q	0.289	3.031	0.000	0.125			XY	0.
192	2	q	5.250	0.500	2.375	0.000			XY	0.
192	2	q	5.250	5.250	1.266	2.375			XY	0.
192	2	q	0.866	5.250	0.000	3.484			XY	0.
193	2	q	1.000	5.250	0.000	2.375			XY	0.
193	2	q	5.250	5.250	2.125	2.125			XY	0.
193	2	q	5.250	1.000	2.375	0.000			XY	0.
194	2	q	0.326	5.125	0.000	0.601			XY	0.
194	2	q	5.125	4.000	2.438	0.000			XY	0.
195	2	q	0.500	5.125	0.000	2.438			XY	0.
195	2	q	5.125	0.250	2.312	0.000			XY	0.
196	2	q	0.577	3.175	0.000	2.250			XY	0.
196	2	q	3.175	0.577	2.250	0.000			XY	0.
197	2	q	0.289	3.175	0.000	0.000			XY	0.
198	2	q	3.843	0.289	1.672	0.000			XY	0.
198	2	q	0.500	3.843	0.000	3.078			XY	0.
199	2	q	0.577	3.175	0.000	2.500			XY	0.
199	2	q	3.175	0.289	2.250	0.000			XY	0.
200	2	q	0.289	3.753	0.000	0.000			XY	0.
201	2	q	6.500	0.500	0.000	0.000			XY	0.
201	2	q	5.500	5.500	0.000	2.500			XY	0.
201	2	q	5.500	0.500	0.500	0.000			XY	0.
202	2	q	5.500	0.500	0.850	0.000			XY	0.
202	2	q	3.800	5.500	0.000	2.500			XY	0.
202	2	q	6.650	9.625	0.000	2.500			XY	0.
202	2	q	9.625	0.875	0.850	0.000			XY	0.
203	2	q	0.500	5.250	0.000	2.125			XY	0.
203	2	q	5.250	1.000	2.375	0.000			XY	0.
203	2	q	0.500	5.250	0.000	2.125			XY	0.
203	2	q	5.250	1.000	2.375	0.000			XY	0.
204	2	q	1.000	5.250	0.000	2.375			XY	0.
204	2	q	5.250	0.500	2.125	0.000			XY	0.
204	2	q	5.125	0.250	2.062	0.000			XY	0.
204	2	q	1.000	5.125	0.000	2.438			XY	0.
205	2	q	1.750	9.625	0.000	0.750			XY	0.

205|	2|q		9.625|	7.000| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
205|	2|q		5.500|	4.000| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
205|	2|q		1.000|	5.500| 0.000| 0.750|		|XY|	0.
206|	2|q		0.500|	5.500| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
206|	2|q		5.500|	5.500| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
206|	2|q		5.500|	1.732| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
206|	2|q		0.500|	6.657| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
206|	2|q		6.657|	1.732| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
207|	2|q		6.657|	1.732| 3.078| 0.000|		|XY|	0.
207|	2|q		0.500|	6.657| 0.000| 1.422|		|XY|	0.
207|	2|q		0.500|	5.500| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
207|	2|q		5.500|	5.500| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
207|	2|q		5.500|	1.732| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
208|	2|q		5.500|	4.100| 2.500| 0.000|		|XY|	0.
208|	2|q		0.500|	5.500| 0.000| 0.700|		|XY|	0.
208|	2|q		0.875|	9.625| 0.000| 0.700|		|XY|	0.
208|	2|q		9.625|	7.175| 2.500| 0.000|		|XY|	0.
209|	2|q		1.732|	6.657| 0.000| 3.078|		|XY|	0.
209|	2|q		6.657|	0.500| 1.422| 0.000|		|XY|	0.
209|	2|q		1.732|	5.500| 0.000| 3.412|		|XY|	0.
209|	2|q		5.500|	5.500| 1.088| 2.500|		|XY|	0.
209|	2|q		5.500|	0.500| 2.000| 0.000|		|XY|	0.
210|	2|q		7.175|	9.625| 0.000| 2.250|		|XY|	0.
210|	2|q		9.625|	1.750| 0.700| 0.000|		|XY|	0.
210|	2|q		5.250|	1.000| 0.825| 0.000|		|XY|	0.
210|	2|q		5.250|	5.250| 0.575| 2.125|		|XY|	0.
210|	2|q		4.100|	5.250| 0.000| 2.375|		|XY|	0.
211|	2|q		0.500|	5.500| 0.000| 2.000|		|XY|	0.
211|	2|q		5.500|	5.500| 2.500| 1.088|		|XY|	0.
211|	2|q		5.500|	1.732| 3.412| 0.000|		|XY|	0.
211|	2|q		5.125|	1.000| 2.438| 0.000|		|XY|	0.
211|	2|q		0.326|	5.125| 0.000| 2.101|		|XY|	0.
212|	2|q		1.732|	5.500| 0.000| 3.412|		|XY|	0.
212|	2|q		5.500|	5.500| 1.088| 2.500|		|XY|	0.
212|	2|q		5.500|	0.500| 2.000| 0.000|		|XY|	0.
212|	2|q		1.732|	5.250| 0.000| 3.484|		|XY|	0.
212|	2|q		5.250|	5.250| 1.016| 2.375|		|XY|	0.
212|	2|q		5.250|	0.500| 2.125| 0.000|		|XY|	0.
93|	2|q		0.500|	3.843| 0.000| 3.078|		|XY|	0.
93|	2|q		3.843|	0.289| 1.672| 0.000|		|XY|	0.
117|	2|q		0.500|	3.843| 0.000| 3.078|		|XY|	0.
117|	2|q		3.843|	0.289| 1.672| 0.000|		|XY|	0.
141|	2|q		0.500|	3.843| 0.000| 3.078|		|XY|	0.
141|	2|q		3.843|	0.289| 1.672| 0.000|		|XY|	0.
165|	2|q		0.500|	3.843| 0.000| 3.078|		|XY|	0.
165|	2|q		3.843|	0.289| 1.672| 0.000|		|XY|	0.
94|	2|q		0.577|	3.175| 0.000| 2.250|		|XY|	0.
94|	2|q		3.175|	0.577| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
118|	2|q		0.577|	3.175| 0.000| 2.250|		|XY|	0.
118|	2|q		3.175|	0.577| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
142|	2|q		0.577|	3.175| 0.000| 2.250|		|XY|	0.
142|	2|q		3.175|	0.577| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
166|	2|q		0.577|	3.175| 0.000| 2.250|		|XY|	0.
166|	2|q		3.175|	0.577| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
95|	2|q		3.031|	2.887| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
95|	2|q		0.289|	3.031| 0.000| 0.125|		|XY|	0.
119|	2|q		3.031|	2.887| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
119|	2|q		0.289|	3.031| 0.000| 0.125|		|XY|	0.
143|	2|q		3.031|	2.887| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
143|	2|q		0.289|	3.031| 0.000| 0.125|		|XY|	0.
167|	2|q		3.031|	2.887| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
167|	2|q		0.289|	3.031| 0.000| 0.125|		|XY|	0.
96|	2|q		5.250|	0.500| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
96|	2|q		5.250|	5.250| 1.266| 2.375|		|XY|	0.
96|	2|q		0.866|	5.250| 0.000| 3.484|		|XY|	0.
96|	2|q		11.250|	11.250| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
120|	2|q		5.250|	0.500| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
120|	2|q		5.250|	5.250| 1.266| 2.375|		|XY|	0.

120	2	q	0.866	5.250	0.000	3.484			XY	0.
120	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
144	2	q	5.250	0.500	2.375	0.000			XY	0.
144	2	q	5.250	5.250	1.266	2.375			XY	0.
144	2	q	0.866	5.250	0.000	3.484			XY	0.
144	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
168	2	q	5.250	0.500	2.375	0.000			XY	0.
168	2	q	5.250	5.250	1.266	2.375			XY	0.
168	2	q	0.866	5.250	0.000	3.484			XY	0.
168	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
97	2	q	1.000	5.250	0.000	2.375			XY	0.
97	2	q	5.250	5.250	2.125	2.125			XY	0.
97	2	q	5.250	1.000	2.375	0.000			XY	0.
97	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
121	2	q	1.000	5.250	0.000	2.375			XY	0.
121	2	q	5.250	5.250	2.125	2.125			XY	0.
121	2	q	5.250	1.000	2.375	0.000			XY	0.
121	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
145	2	q	1.000	5.250	0.000	2.375			XY	0.
145	2	q	5.250	5.250	2.125	2.125			XY	0.
145	2	q	5.250	1.000	2.375	0.000			XY	0.
145	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
169	2	q	1.000	5.250	0.000	2.375			XY	0.
169	2	q	5.250	5.250	2.125	2.125			XY	0.
169	2	q	5.250	1.000	2.375	0.000			XY	0.
169	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
98	2	q	0.326	5.125	0.000	0.601			XY	0.
98	2	q	5.125	4.000	2.438	0.000			XY	0.
98	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
122	2	q	0.326	5.125	0.000	0.601			XY	0.
122	2	q	5.125	4.000	2.438	0.000			XY	0.
122	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
146	2	q	0.326	5.125	0.000	0.601			XY	0.
146	2	q	5.125	4.000	2.438	0.000			XY	0.
146	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
170	2	q	0.326	5.125	0.000	0.601			XY	0.
170	2	q	5.125	4.000	2.438	0.000			XY	0.
170	2	q	11.250	11.250	0.000	0.000			XY	0.
99	2	q	0.500	5.125	0.000	2.438			XY	0.
99	2	q	5.125	0.250	2.312	0.000			XY	0.
123	2	q	0.500	5.125	0.000	2.438			XY	0.
123	2	q	5.125	0.250	2.312	0.000			XY	0.
147	2	q	0.500	5.125	0.000	2.438			XY	0.
147	2	q	5.125	0.250	2.312	0.000			XY	0.
171	2	q	0.500	5.125	0.000	2.438			XY	0.
171	2	q	5.125	0.250	2.312	0.000			XY	0.
100	2	q	0.577	3.175	0.000	2.250			XY	0.
100	2	q	3.175	0.577	2.250	0.000			XY	0.
124	2	q	0.577	3.175	0.000	2.250			XY	0.
124	2	q	3.175	0.577	2.250	0.000			XY	0.
148	2	q	0.577	3.175	0.000	2.250			XY	0.
148	2	q	3.175	0.577	2.250	0.000			XY	0.
172	2	q	0.577	3.175	0.000	2.250			XY	0.
172	2	q	3.175	0.577	2.250	0.000			XY	0.
101	2	q	0.289	3.175	0.000	0.000			XY	0.
125	2	q	0.289	3.175	0.000	0.000			XY	0.
149	2	q	0.289	3.175	0.000	0.000			XY	0.
173	2	q	0.289	3.175	0.000	0.000			XY	0.
102	2	q	3.843	0.289	1.672	0.000			XY	0.
102	2	q	0.500	3.843	0.000	3.078			XY	0.
126	2	q	3.843	0.289	1.672	0.000			XY	0.
126	2	q	0.500	3.843	0.000	3.078			XY	0.
150	2	q	3.843	0.289	1.672	0.000			XY	0.
150	2	q	0.500	3.843	0.000	3.078			XY	0.
174	2	q	3.843	0.289	1.672	0.000			XY	0.
174	2	q	0.500	3.843	0.000	3.078			XY	0.
103	2	q	0.577	3.175	0.000	2.500			XY	0.
103	2	q	3.175	0.289	2.250	0.000			XY	0.

127|	2|q		0.577|	3.175| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
127|	2|q		3.175|	0.289| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
151|	2|q		0.577|	3.175| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
151|	2|q		3.175|	0.289| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
175|	2|q		0.577|	3.175| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
175|	2|q		3.175|	0.289| 2.250| 0.000|		|XY|	0.
104|	2|q		0.289|	3.753| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
128|	2|q		0.289|	3.753| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
152|	2|q		0.289|	3.753| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
176|	2|q		0.289|	3.753| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
105|	2|q		6.500|	0.500| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
105|	2|q		5.500|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
105|	2|q		5.500|	0.500| 0.500| 0.000|		|XY|	0.
129|	2|q		6.500|	0.500| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
129|	2|q		5.500|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
129|	2|q		5.500|	0.500| 0.500| 0.000|		|XY|	0.
153|	2|q		6.500|	0.500| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
153|	2|q		5.500|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
153|	2|q		5.500|	0.500| 0.500| 0.000|		|XY|	0.
177|	2|q		6.500|	0.500| 0.000| 0.000|		|XY|	0.
177|	2|q		5.500|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
177|	2|q		5.500|	0.500| 0.500| 0.000|		|XY|	0.
106|	2|q		5.500|	0.500| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
106|	2|q		3.800|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
106|	2|q		6.650|	9.625| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
106|	2|q		9.625|	0.875| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
130|	2|q		5.500|	0.500| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
130|	2|q		3.800|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
130|	2|q		6.650|	9.625| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
130|	2|q		9.625|	0.875| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
154|	2|q		5.500|	0.500| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
154|	2|q		3.800|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
154|	2|q		6.650|	9.625| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
154|	2|q		9.625|	0.875| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
178|	2|q		5.500|	0.500| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
178|	2|q		3.800|	5.500| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
178|	2|q		6.650|	9.625| 0.000| 2.500|		|XY|	0.
178|	2|q		9.625|	0.875| 0.850| 0.000|		|XY|	0.
107|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
107|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
107|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
107|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
131|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
131|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
131|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
131|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
155|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
155|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
155|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
155|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
179|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
179|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
179|	2|q		0.500|	5.250| 0.000| 2.125|		|XY|	0.
179|	2|q		5.250|	1.000| 2.375| 0.000|		|XY|	0.
108|	2|q		1.000|	5.250| 0.000| 2.375|		|XY|	0.
108|	2|q		5.250|	0.500| 2.125| 0.000|		|XY|	0.
108|	2|q		5.125|	0.250| 2.062| 0.000|		|XY|	0.
108|	2|q		1.000|	5.125| 0.000| 2.438|		|XY|	0.
132|	2|q		1.000|	5.250| 0.000| 2.375|		|XY|	0.
132|	2|q		5.250|	0.500| 2.125| 0.000|		|XY|	0.
132|	2|q		5.125|	0.250| 2.062| 0.000|		|XY|	0.
132|	2|q		1.000|	5.125| 0.000| 2.438|		|XY|	0.
156|	2|q		1.000|	5.250| 0.000| 2.375|		|XY|	0.
156|	2|q		5.250|	0.500| 2.125| 0.000|		|XY|	0.
156|	2|q		5.125|	0.250| 2.062| 0.000|		|XY|	0.
156|	2|q		1.000|	5.125| 0.000| 2.438|		|XY|	0.
180|	2|q		1.000|	5.250| 0.000| 2.375|		|XY|	0.
180|	2|q		5.250|	0.500| 2.125| 0.000|		|XY|	0.

180	2	q	5.125	0.250	2.062	0.000		XY	0.
180	2	q	1.000	5.125	0.000	2.438		XY	0.
109	2	q	1.750	9.625	0.000	0.750		XY	0.
109	2	q	9.625	7.000	2.250	0.000		XY	0.
109	2	q	5.500	4.000	2.250	0.000		XY	0.
109	2	q	1.000	5.500	0.000	0.750		XY	0.
133	2	q	1.750	9.625	0.000	0.750		XY	0.
133	2	q	9.625	7.000	2.250	0.000		XY	0.
133	2	q	5.500	4.000	2.250	0.000		XY	0.
133	2	q	1.000	5.500	0.000	0.750		XY	0.
157	2	q	1.750	9.625	0.000	0.750		XY	0.
157	2	q	9.625	7.000	2.250	0.000		XY	0.
157	2	q	5.500	4.000	2.250	0.000		XY	0.
157	2	q	1.000	5.500	0.000	0.750		XY	0.
181	2	q	1.750	9.625	0.000	0.750		XY	0.
181	2	q	9.625	7.000	2.250	0.000		XY	0.
181	2	q	5.500	4.000	2.250	0.000		XY	0.
181	2	q	1.000	5.500	0.000	0.750		XY	0.
110	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
110	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
110	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
110	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
110	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
134	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
134	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
134	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
134	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
134	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
158	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
158	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
158	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
158	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
158	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
182	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
182	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
182	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
182	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
182	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
111	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
111	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
111	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
111	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
111	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
135	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
135	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
135	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
135	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
135	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
159	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
159	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
159	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
159	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
159	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
183	2	q	6.657	1.732	3.078	0.000		XY	0.
183	2	q	0.500	6.657	0.000	1.422		XY	0.
183	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
183	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
183	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
112	2	q	5.500	4.100	2.500	0.000		XY	0.
112	2	q	0.500	5.500	0.000	0.700		XY	0.
112	2	q	0.875	9.625	0.000	0.700		XY	0.
112	2	q	9.625	7.175	2.500	0.000		XY	0.
136	2	q	5.500	4.100	2.500	0.000		XY	0.
136	2	q	0.500	5.500	0.000	0.700		XY	0.
136	2	q	0.875	9.625	0.000	0.700		XY	0.
136	2	q	9.625	7.175	2.500	0.000		XY	0.
160	2	q	5.500	4.100	2.500	0.000		XY	0.
160	2	q	0.500	5.500	0.000	0.700		XY	0.

160	2	q	0.875	9.625	0.000	0.700		XY	0.
160	2	q	9.625	7.175	2.500	0.000		XY	0.
184	2	q	5.500	4.100	2.500	0.000		XY	0.
184	2	q	0.500	5.500	0.000	0.700		XY	0.
184	2	q	0.875	9.625	0.000	0.700		XY	0.
184	2	q	9.625	7.175	2.500	0.000		XY	0.
113	2	q	1.732	6.657	0.000	3.078		XY	0.
113	2	q	6.657	0.500	1.422	0.000		XY	0.
113	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
113	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.
113	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
137	2	q	1.732	6.657	0.000	3.078		XY	0.
137	2	q	6.657	0.500	1.422	0.000		XY	0.
137	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
137	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.
137	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
161	2	q	1.732	6.657	0.000	3.078		XY	0.
161	2	q	6.657	0.500	1.422	0.000		XY	0.
161	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
161	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.
161	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
185	2	q	1.732	6.657	0.000	3.078		XY	0.
185	2	q	6.657	0.500	1.422	0.000		XY	0.
185	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
185	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.
185	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
114	2	q	7.175	9.625	0.000	2.250		XY	0.
114	2	q	9.625	1.750	0.700	0.000		XY	0.
114	2	q	5.250	1.000	0.825	0.000		XY	0.
114	2	q	5.250	5.250	0.575	2.125		XY	0.
114	2	q	4.100	5.250	0.000	2.375		XY	0.
138	2	q	7.175	9.625	0.000	2.250		XY	0.
138	2	q	9.625	1.750	0.700	0.000		XY	0.
138	2	q	5.250	1.000	0.825	0.000		XY	0.
138	2	q	5.250	5.250	0.575	2.125		XY	0.
138	2	q	4.100	5.250	0.000	2.375		XY	0.
162	2	q	7.175	9.625	0.000	2.250		XY	0.
162	2	q	9.625	1.750	0.700	0.000		XY	0.
162	2	q	5.250	1.000	0.825	0.000		XY	0.
162	2	q	5.250	5.250	0.575	2.125		XY	0.
162	2	q	4.100	5.250	0.000	2.375		XY	0.
186	2	q	7.175	9.625	0.000	2.250		XY	0.
186	2	q	9.625	1.750	0.700	0.000		XY	0.
186	2	q	5.250	1.000	0.825	0.000		XY	0.
186	2	q	5.250	5.250	0.575	2.125		XY	0.
186	2	q	4.100	5.250	0.000	2.375		XY	0.
115	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
115	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
115	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
115	2	q	5.125	1.000	2.438	0.000		XY	0.
115	2	q	0.326	5.125	0.000	2.101		XY	0.
139	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
139	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
139	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
139	2	q	5.125	1.000	2.438	0.000		XY	0.
139	2	q	0.326	5.125	0.000	2.101		XY	0.
163	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
163	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
163	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
163	2	q	5.125	1.000	2.438	0.000		XY	0.
163	2	q	0.326	5.125	0.000	2.101		XY	0.
187	2	q	0.500	5.500	0.000	2.000		XY	0.
187	2	q	5.500	5.500	2.500	1.088		XY	0.
187	2	q	5.500	1.732	3.412	0.000		XY	0.
187	2	q	5.125	1.000	2.438	0.000		XY	0.
187	2	q	0.326	5.125	0.000	2.101		XY	0.
116	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
116	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.

116	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
116	2	q	1.732	5.250	0.000	3.484		XY	0.
116	2	q	5.250	5.250	1.016	2.375		XY	0.
116	2	q	5.250	0.500	2.125	0.000		XY	0.
140	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
140	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.
140	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
140	2	q	1.732	5.250	0.000	3.484		XY	0.
140	2	q	5.250	5.250	1.016	2.375		XY	0.
140	2	q	5.250	0.500	2.125	0.000		XY	0.
164	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
164	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.
164	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
164	2	q	1.732	5.250	0.000	3.484		XY	0.
164	2	q	5.250	5.250	1.016	2.375		XY	0.
164	2	q	5.250	0.500	2.125	0.000		XY	0.
188	2	q	1.732	5.500	0.000	3.412		XY	0.
188	2	q	5.500	5.500	1.088	2.500		XY	0.
188	2	q	5.500	0.500	2.000	0.000		XY	0.
188	2	q	1.732	5.250	0.000	3.484		XY	0.
188	2	q	5.250	5.250	1.016	2.375		XY	0.
188	2	q	5.250	0.500	2.125	0.000		XY	0.
244	2	q	3.753	0.289	0.000	0.000		XY	0.
249	2	q	6.657	6.657	1.672	0.000		XY	0.
249	2	q	0.866	6.657	0.000	1.528		XY	0.
249	2	q	0.866	6.974	0.000	1.437		XY	0.
249	2	q	6.974	6.974	1.763	0.000		XY	0.
247	2	q	0.289	3.843	0.000	1.422		XY	0.
247	2	q	3.843	1.000	3.078	0.000		XY	0.
242	2	q	1.000	3.843	0.000	3.328		XY	0.
242	2	q	3.843	3.843	1.422	1.672		XY	0.
242	2	q	3.843	0.500	3.078	0.000		XY	0.
245	2	q	2.194	4.026	0.000	1.763		XY	0.
245	2	q	4.026	0.500	1.587	0.000		XY	0.
251	2	q	4.026	4.026	0.000	1.513		XY	0.
251	2	q	4.026	1.000	1.437	0.000		XY	0.
246	2	q	1.000	4.026	0.000	1.487		XY	0.
246	2	q	4.026	2.309	1.513	0.000		XY	0.

ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ (Από Αντιδράσεις Πλακών)

Α/Α Κόμβου	Α/Α Φόρτισης	ΔΥΝΑΜΕΙΣ FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	ΡΟΠΕΣ MX(KNM)	MY(KNM)	MZ(KNM)
65	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
65	1	0.000	-0.938	0.000	0.000	0.000	0.000
65	1	0.000	-12.569	0.000	0.000	0.000	0.000
69	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
69	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
69	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
69	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
70	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000

70	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	1	0.000	-1.624	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	1	0.000	-21.771	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	1	0.000	-20.896	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
73	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
73	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
73	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
73	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
77	1	0.000	-11.367	0.000	0.000	0.000
0.000						
77	1	0.000	-0.341	0.000	0.000	0.000
0.000						
78	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
78	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
78	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
78	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						

71	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
67	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
67	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
67	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
67	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
75	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
75	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
75	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
75	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
75	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
75	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
79	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
79	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
79	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
68	1	0.000	-18.026	0.000	0.000	0.000
0.000						
68	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
72	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
72	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
72	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
72	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
76	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
76	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
76	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
80	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
80	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000
0.000						
1	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
1	1	0.000	-0.938	0.000	0.000	0.000
0.000						
1	1	0.000	-12.569	0.000	0.000	0.000
0.000						
5	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
5	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
5	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						

5	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	0.000	-1.624	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	0.000	-21.771	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	0.000	-20.896	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
13	1	0.000	-11.367	0.000	0.000	0.000	0.000
13	1	0.000	-0.341	0.000	0.000	0.000	0.000
13	1	0.000	-3.825	0.000	0.000	0.000	0.000
14	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
14	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
14	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
14	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
14	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000

7	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
15	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
15	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
15	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
15	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
15	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1	0.000	-18.026	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
16	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
16	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000

16	1	0.000	-30.600	0.000	0.000	0.000	0.000
17	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
17	1	0.000	-0.938	0.000	0.000	0.000	0.000
17	1	0.000	-12.569	0.000	0.000	0.000	0.000
21	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
21	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
21	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
21	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000	0.000
22	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
18	1	0.000	-1.624	0.000	0.000	0.000	0.000
18	1	0.000	-21.771	0.000	0.000	0.000	0.000
18	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
18	1	0.000	-20.896	0.000	0.000	0.000	0.000
18	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
25	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
25	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
25	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
25	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
26	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
29	1	0.000	-11.367	0.000	0.000	0.000	0.000

29	1	0.000	-0.341	0.000	0.000	0.000	0.000
29	1	0.000	-3.825	0.000	0.000	0.000	0.000
30	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
30	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
30	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
30	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
30	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
23	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
19	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
19	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
19	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
19	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
27	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
27	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
27	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
27	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
27	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
27	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
31	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
31	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
31	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
31	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
31	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
20	1	0.000	-18.026	0.000	0.000	0.000	0.000
20	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
24	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
24	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000

24	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
24	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
28	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
28	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
28	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
32	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
32	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000
0.000						
32	1	0.000	-30.600	0.000	0.000	0.000
0.000						
33	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
33	1	0.000	-0.938	0.000	0.000	0.000
0.000						
33	1	0.000	-12.569	0.000	0.000	0.000
0.000						
37	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
37	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
37	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
37	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	1	0.000	-1.624	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	1	0.000	-21.771	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	1	0.000	-20.896	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
41	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
41	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
41	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
41	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
42	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
42	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						

42	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
42	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
42	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
42	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
42	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
42	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
45	1	0.000	-11.367	0.000	0.000	0.000	0.000
45	1	0.000	-0.341	0.000	0.000	0.000	0.000
45	1	0.000	-3.825	0.000	0.000	0.000	0.000
46	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
46	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
46	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
46	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
46	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
39	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
35	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
35	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
35	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
35	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
43	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
43	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
43	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
43	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
43	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
43	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
47	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
47	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000

47	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
47	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000
0.000						
47	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000
0.000						
36	1	0.000	-18.026	0.000	0.000	0.000
0.000						
36	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
40	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
40	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
40	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
40	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
44	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
44	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
44	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000
0.000						
48	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
48	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000
0.000						
48	1	0.000	-30.600	0.000	0.000	0.000
0.000						
49	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
49	1	0.000	-0.938	0.000	0.000	0.000
0.000						
49	1	0.000	-12.569	0.000	0.000	0.000
0.000						
53	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
53	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
53	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000
0.000						
53	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-11.371	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000
0.000						
50	1	0.000	-1.624	0.000	0.000	0.000
0.000						
50	1	0.000	-21.771	0.000	0.000	0.000
0.000						
50	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000
0.000						
50	1	0.000	-20.896	0.000	0.000	0.000
0.000						

50	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
57	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
57	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
57	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
57	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
58	1	0.000	-13.238	0.000	0.000	0.000	0.000
61	1	0.000	-11.367	0.000	0.000	0.000	0.000
61	1	0.000	-0.341	0.000	0.000	0.000	0.000
61	1	0.000	-3.825	0.000	0.000	0.000	0.000
62	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
62	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
62	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
62	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
62	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
55	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
51	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
51	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
51	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
51	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
59	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000

59	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
59	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
59	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
59	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
59	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
63	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
63	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
63	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
63	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
63	1	0.000	-7.650	0.000	0.000	0.000	0.000
52	1	0.000	-18.026	0.000	0.000	0.000	0.000
52	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
56	1	0.000	-0.114	0.000	0.000	0.000	0.000
56	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
56	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
56	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
60	1	0.000	-1.364	0.000	0.000	0.000	0.000
60	1	0.000	-0.455	0.000	0.000	0.000	0.000
60	1	0.000	-0.787	0.000	0.000	0.000	0.000
64	1	0.000	-0.197	0.000	0.000	0.000	0.000
64	1	0.000	-12.600	0.000	0.000	0.000	0.000
64	1	0.000	-30.600	0.000	0.000	0.000	0.000
98	1	0.000	-13.966	0.000	0.000	0.000	0.000
98	1	0.000	-0.219	0.000	0.000	0.000	0.000
102	1	0.000	-0.126	0.000	0.000	0.000	0.000
102	1	0.000	-25.377	0.000	0.000	0.000	0.000
102	1	0.000	-7.295	0.000	0.000	0.000	0.000
102	1	0.000	-0.900	0.000	0.000	0.000	0.000
102	1	0.000	-25.468	0.000	0.000	0.000	0.000
103	1	0.000	-0.379	0.000	0.000	0.000	0.000
103	1	0.000	-0.126	0.000	0.000	0.000	0.000
103	1	0.000	-8.083	0.000	0.000	0.000	0.000
103	1	0.000	-0.379	0.000	0.000	0.000	0.000
99	1	0.000	-0.875	0.000	0.000	0.000	0.000

99	1	0.000	-0.875	0.000	0.000	0.000
0.000						
106	1	0.000	-0.219	0.000	0.000	0.000
0.000						
106	1	0.000	-14.704	0.000	0.000	0.000
0.000						
107	1	0.000	-0.875	0.000	0.000	0.000
0.000						
107	1	0.000	-0.875	0.000	0.000	0.000
0.000						
65	2	0.000	-0.298	0.000	0.000	0.000
0.000						
65	2	0.000	-3.990	0.000	0.000	0.000
0.000						
69	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
69	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
69	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	2	0.000	-3.610	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	2	0.000	-6.317	0.000	0.000	0.000
0.000						
70	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	2	0.000	-0.515	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	2	0.000	-6.911	0.000	0.000	0.000
0.000						
66	2	0.000	-6.634	0.000	0.000	0.000
0.000						
73	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
73	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
73	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
74	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
77	2	0.000	-3.608	0.000	0.000	0.000
0.000						
77	2	0.000	-0.108	0.000	0.000	0.000
0.000						
78	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
78	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
78	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	2	0.000	-7.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
71	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
67	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
67	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
67	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						

75	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000	0.000
75	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000	0.000
75	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
75	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
79	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
79	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
79	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
68	2	0.000	-5.722	0.000	0.000	0.000	0.000
72	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
72	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
72	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
76	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
76	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
76	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
80	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	2	0.000	-0.298	0.000	0.000	0.000	0.000
1	2	0.000	-3.990	0.000	0.000	0.000	0.000
5	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
5	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
5	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
6	2	0.000	-3.610	0.000	0.000	0.000	0.000
6	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000	0.000
6	2	0.000	-6.317	0.000	0.000	0.000	0.000
6	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2	0.000	-0.515	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2	0.000	-6.911	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2	0.000	-6.634	0.000	0.000	0.000	0.000
9	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
9	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
9	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
10	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000	0.000
10	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000	0.000
10	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000	0.000
13	2	0.000	-3.608	0.000	0.000	0.000	0.000

13	2	0.000	-0.108	0.000	0.000	0.000	0.000
13	2	0.000	-2.812	0.000	0.000	0.000	0.000
14	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
14	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
14	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
14	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000	0.000
7	2	0.000	-7.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000	0.000
7	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
3	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
3	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
11	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000	0.000
11	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000	0.000
11	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
11	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
15	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
15	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
15	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
15	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000	0.000
15	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000	0.000
4	2	0.000	-5.722	0.000	0.000	0.000	0.000
8	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
8	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
8	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
12	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
12	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
12	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
16	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	2	0.000	-22.500	0.000	0.000	0.000	0.000
17	2	0.000	-0.298	0.000	0.000	0.000	0.000
17	2	0.000	-3.990	0.000	0.000	0.000	0.000
21	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
21	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000

21	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
22	2	0.000	-3.610	0.000	0.000	0.000
0.000						
22	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
22	2	0.000	-6.317	0.000	0.000	0.000
0.000						
22	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
18	2	0.000	-0.515	0.000	0.000	0.000
0.000						
18	2	0.000	-6.911	0.000	0.000	0.000
0.000						
18	2	0.000	-6.634	0.000	0.000	0.000
0.000						
25	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
25	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
25	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
26	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
26	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
26	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
29	2	0.000	-3.608	0.000	0.000	0.000
0.000						
29	2	0.000	-0.108	0.000	0.000	0.000
0.000						
29	2	0.000	-2.812	0.000	0.000	0.000
0.000						
30	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
30	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
30	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
30	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
23	2	0.000	-7.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
23	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
23	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
19	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
19	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
19	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
27	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000
0.000						
27	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000
0.000						
27	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
27	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
31	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
31	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
31	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						

31	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
31	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
20	2	0.000	-5.722	0.000	0.000	0.000
0.000						
24	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
24	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
24	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
28	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
28	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
28	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
32	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
32	2	0.000	-22.500	0.000	0.000	0.000
0.000						
33	2	0.000	-0.298	0.000	0.000	0.000
0.000						
33	2	0.000	-3.990	0.000	0.000	0.000
0.000						
37	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
37	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
37	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	2	0.000	-3.610	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	2	0.000	-6.317	0.000	0.000	0.000
0.000						
38	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	2	0.000	-0.515	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	2	0.000	-6.911	0.000	0.000	0.000
0.000						
34	2	0.000	-6.634	0.000	0.000	0.000
0.000						
41	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
41	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
41	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
42	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
42	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
42	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
45	2	0.000	-3.608	0.000	0.000	0.000
0.000						
45	2	0.000	-0.108	0.000	0.000	0.000
0.000						
45	2	0.000	-2.812	0.000	0.000	0.000
0.000						
46	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
46	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						

46	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
46	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
39	2	0.000	-7.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
39	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
39	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
35	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
35	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
35	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
43	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000
0.000						
43	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000
0.000						
43	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
43	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
47	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
47	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
47	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
47	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
47	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
36	2	0.000	-5.722	0.000	0.000	0.000
0.000						
40	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
40	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
40	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
44	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
44	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
44	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
48	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
48	2	0.000	-22.500	0.000	0.000	0.000
0.000						
49	2	0.000	-0.298	0.000	0.000	0.000
0.000						
49	2	0.000	-3.990	0.000	0.000	0.000
0.000						
53	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
53	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
53	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	2	0.000	-3.610	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
54	2	0.000	-6.317	0.000	0.000	0.000
0.000						

54	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
50	2	0.000	-0.515	0.000	0.000	0.000
0.000						
50	2	0.000	-6.911	0.000	0.000	0.000
0.000						
50	2	0.000	-6.634	0.000	0.000	0.000
0.000						
57	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
57	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
57	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
58	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
58	2	0.000	-7.354	0.000	0.000	0.000
0.000						
58	2	0.000	-4.202	0.000	0.000	0.000
0.000						
61	2	0.000	-3.608	0.000	0.000	0.000
0.000						
61	2	0.000	-0.108	0.000	0.000	0.000
0.000						
61	2	0.000	-2.812	0.000	0.000	0.000
0.000						
62	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
62	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
62	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
62	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
55	2	0.000	-7.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
55	2	0.000	-0.109	0.000	0.000	0.000
0.000						
55	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000
0.000						
51	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
51	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000
0.000						
51	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						
59	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000
0.000						
59	2	0.000	-0.438	0.000	0.000	0.000
0.000						
59	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
59	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
63	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
63	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
63	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000
0.000						
63	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
63	2	0.000	-5.625	0.000	0.000	0.000
0.000						
52	2	0.000	-5.722	0.000	0.000	0.000
0.000						
56	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000
0.000						

56	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
56	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
60	2	0.000	-0.433	0.000	0.000	0.000	0.000
60	2	0.000	-0.144	0.000	0.000	0.000	0.000
60	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
64	2	0.000	-4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
64	2	0.000	-22.500	0.000	0.000	0.000	0.000
98	2	0.000	-3.990	0.000	0.000	0.000	0.000
102	2	0.000	-7.250	0.000	0.000	0.000	0.000
102	2	0.000	-2.084	0.000	0.000	0.000	0.000
102	2	0.000	-0.257	0.000	0.000	0.000	0.000
102	2	0.000	-7.277	0.000	0.000	0.000	0.000
103	2	0.000	-0.108	0.000	0.000	0.000	0.000
103	2	0.000	-2.309	0.000	0.000	0.000	0.000
103	2	0.000	-0.108	0.000	0.000	0.000	0.000
99	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
99	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
106	2	0.000	-4.201	0.000	0.000	0.000	0.000
107	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000
107	2	0.000	-0.250	0.000	0.000	0.000	0.000

ΦΟΡΤΙΑ ΜΑΖΩΝ ΕΠΙΚΟΜΒΙΑ (Για Δυναμική Ανάλυση)

Α/Α Κόμβου	Α/Α Φόρτισης	ΔΥΝΑΜΕΙΣ FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	ΡΟΠΕΣ MX(KNM)	MY(KNM)	MZ(KNM)
1	0	13.800	13.800	13.800	0.000	1566.700	0.000
2	0	22.200	22.200	22.200	0.000	1358.700	0.000
3	0	20.540	20.540	20.540	0.000	1481.690	0.000
4	0	14.520	14.520	14.520	0.000	1579.170	0.000
5	0	20.280	20.280	20.280	0.000	1338.660	0.000
6	0	40.370	40.370	40.370	0.000	390.540	0.000
7	0	31.180	31.180	31.180	0.000	389.420	0.000
8	0	17.790	17.790	17.790	0.000	1173.340	0.000
9	0	17.590	17.590	17.590	0.000	1052.440	0.000

10	0	31.190	31.190	31.190	0.000	218.660
0.000						
11	0	23.970	23.970	23.970	0.000	234.410
0.000						
12	0	19.800	19.800	19.800	0.000	1183.310
0.000						
13	0	20.040	20.040	20.040	0.000	1859.510
0.000						
14	0	30.150	30.150	30.150	0.000	1616.410
0.000						
15	0	26.770	26.770	26.770	0.000	1434.950
0.000						
16	0	21.400	21.400	21.400	0.000	2025.080
0.000						
17	0	13.800	13.800	13.800	0.000	1566.700
0.000						
18	0	22.200	22.200	22.200	0.000	1358.700
0.000						
19	0	20.540	20.540	20.540	0.000	1481.690
0.000						
20	0	14.520	14.520	14.520	0.000	1579.170
0.000						
21	0	20.280	20.280	20.280	0.000	1338.660
0.000						
22	0	40.370	40.370	40.370	0.000	390.540
0.000						
23	0	31.180	31.180	31.180	0.000	389.420
0.000						
24	0	17.790	17.790	17.790	0.000	1173.340
0.000						
25	0	17.590	17.590	17.590	0.000	1052.440
0.000						
26	0	31.190	31.190	31.190	0.000	218.660
0.000						
27	0	23.970	23.970	23.970	0.000	234.410
0.000						
28	0	19.800	19.800	19.800	0.000	1183.310
0.000						
29	0	20.040	20.040	20.040	0.000	1859.510
0.000						
30	0	30.150	30.150	30.150	0.000	1616.410
0.000						
31	0	26.770	26.770	26.770	0.000	1434.950
0.000						
32	0	21.400	21.400	21.400	0.000	2025.080
0.000						
33	0	13.800	13.800	13.800	0.000	1566.700
0.000						
34	0	22.200	22.200	22.200	0.000	1358.700
0.000						
35	0	20.540	20.540	20.540	0.000	1481.690
0.000						
36	0	14.520	14.520	14.520	0.000	1579.170
0.000						
37	0	20.280	20.280	20.280	0.000	1338.660
0.000						
38	0	40.370	40.370	40.370	0.000	390.540
0.000						
39	0	31.180	31.180	31.180	0.000	389.420
0.000						
40	0	17.790	17.790	17.790	0.000	1173.340
0.000						
41	0	17.590	17.590	17.590	0.000	1052.440
0.000						
42	0	31.190	31.190	31.190	0.000	218.660
0.000						
43	0	23.970	23.970	23.970	0.000	234.410
0.000						

44	0	19.800	19.800	19.800	0.000	1183.310	0.000
45	0	20.040	20.040	20.040	0.000	1859.510	0.000
46	0	30.150	30.150	30.150	0.000	1616.410	0.000
47	0	26.770	26.770	26.770	0.000	1434.950	0.000
48	0	21.400	21.400	21.400	0.000	2025.080	0.000
49	0	13.800	13.800	13.800	0.000	1544.310	0.000
50	0	22.200	22.200	22.200	0.000	1324.320	0.000
51	0	20.540	20.540	20.540	0.000	1443.400	0.000
52	0	14.520	14.520	14.520	0.000	1553.160	0.000
53	0	20.280	20.280	20.280	0.000	1329.300	0.000
54	0	40.370	40.370	40.370	0.000	371.660	0.000
55	0	31.180	31.180	31.180	0.000	371.020	0.000
56	0	17.790	17.790	17.790	0.000	1157.340	0.000
57	0	17.590	17.590	17.590	0.000	1063.870	0.000
58	0	31.190	31.190	31.190	0.000	234.530	0.000
59	0	23.970	23.970	23.970	0.000	242.990	0.000
60	0	19.800	19.800	19.800	0.000	1187.510	0.000
61	0	17.660	17.660	17.660	0.000	1665.100	0.000
62	0	29.190	29.190	29.190	0.000	1612.300	0.000
63	0	25.820	25.820	25.820	0.000	1421.650	0.000
64	0	19.490	19.490	19.490	0.000	1870.960	0.000
97	0	3.790	3.790	3.790	0.000	272.730	0.000
98	0	10.140	10.140	10.140	0.000	262.440	0.000
99	0	9.510	9.510	9.510	0.000	321.240	0.000
100	0	4.140	4.140	4.140	0.000	321.830	0.000
101	0	4.280	4.280	4.280	0.000	232.840	0.000
102	0	25.940	25.940	25.940	0.000	93.180	0.000
103	0	14.880	14.880	14.880	0.000	117.730	0.000
104	0	3.740	3.740	3.740	0.000	217.870	0.000
105	0	3.130	3.130	3.130	0.000	242.930	0.000
106	0	9.920	9.920	9.920	0.000	267.370	0.000
107	0	6.680	6.680	6.680	0.000	201.120	0.000
108	0	3.130	3.130	3.130	0.000	255.200	0.000

5.4. Αποτελέσματα Ελέγχων ΕΑΚ2003

ΣΕΝΑΡΙΟ : 1 - ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕ ΟΜΟΣΗΜΑ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΖΕΥΓΗ

==========

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΑΡΧΕΙΟΥ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Φόρτιση 1 (Μόνιμα-G)
Φόρτιση 2 (Κινητά-Q)
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ ΑΠΟ : G+Ψ2*Q

ΑΡΧΕΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Φορτιση 1 (Μόνιμα-G - Στατική Ανάλυση)
Φόρτιση 2 (Κινητά-Q - Στατική Ανάλυση)
Φορτιση 3 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση X - Δυναμική Φασματική Ανάλυση)
Φόρτιση 4 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση Z - Δυναμική Φασματική Ανάλυση)
Φορτιση 5 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση X - Στατική Ανάλυση +etiz * Lz)
Φόρτιση 6 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση Z - Στατική Ανάλυση +etix * Lx)
Φορτιση 7 (Κατακόρυφη Σεισμική Ενταση Y - Δυναμική Φασματική Ανάλυση)

LX = Οριζόντια διάσταση κτιρίου ανά όροφο κατά x
Lz = Οριζόντια διάσταση κτιρίου ανά όροφο κατά z

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ ΤΟ ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

==========

Παράμετροι Υπολογισμού

Ζωνη Σεισμικής επικινδυνότητας : I
Επιτάχυνση Βαρύτητος g (m/sec2) : 9.810

Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους A=α*g : 0.16*9.810=1.5696
Κατηγορία Εδάφους : Β
Χαρακτηριστικές Περίοδοι Φάσματος : Τ1=0.15 Τ2=0.60 (sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας: γι=1.000 - Σ2
Συντελεστής Επιρροής Θεμελίωσης : θ=1.000
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς : qx=3.500 - qz=3.500
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης : βο=2.50
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης : ζ=5.000%
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης : η=1.000

α/α Στάθμης	Υψόμετρο (m)	Διαστάσεις Κατόψεων LIx (m)	LIIz (m)	Συντ.ψ2 φόρτ.2	Τυχηματικές Εκκ/τες etix(m)	etiz(m)
0	0.000	15.300	15.300	0.300	0.000	0.000
1	4.000	15.300	15.300	0.300	1.530	1.530
2	7.000	15.300	15.300	0.300	1.530	1.530
3	10.000	15.300	15.300	0.300	1.530	1.530
4	13.000	15.300	15.300	0.300	1.530	1.530
5	16.000	15.300	15.300	0.300	1.530	1.530
6	19.000	10.300	15.300	0.300	1.030	1.530

etix = 0.100 *LIx , etiz = 0.100 *LIIz

Καθ'ύψος Κατανομή της Ισοδύναμης Στατικής Φόρτισης (Τέμνουσα-Ροπή)

α/α Σταθ,	Υψομ. (m)	ΦΟΡΤ.3-I (Kn)	ΦΟΡΤ.4-II (Kn)	ΦΟΡΤ.5-I Απο maxez	ΦΟΡΤ.6-I Απο minez	ΦΟΡΤ.7-II Απο maxex	ΦΟΡΤ.8-II Απο minex
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	4.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	7.000	157.135	157.135	0.000	240.417	240.417	0.000
3	10.000	314.270	314.270	0.000	480.833	480.833	0.000
4	13.000	471.405	471.405	0.000	721.250	721.250	0.000
5	16.000	618.053	618.053	0.000	945.622	945.622	0.000
6	19.000	209.914	209.914	0.000	321.168	216.211	0.000

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου απο Δυναμικη Ανάλυση

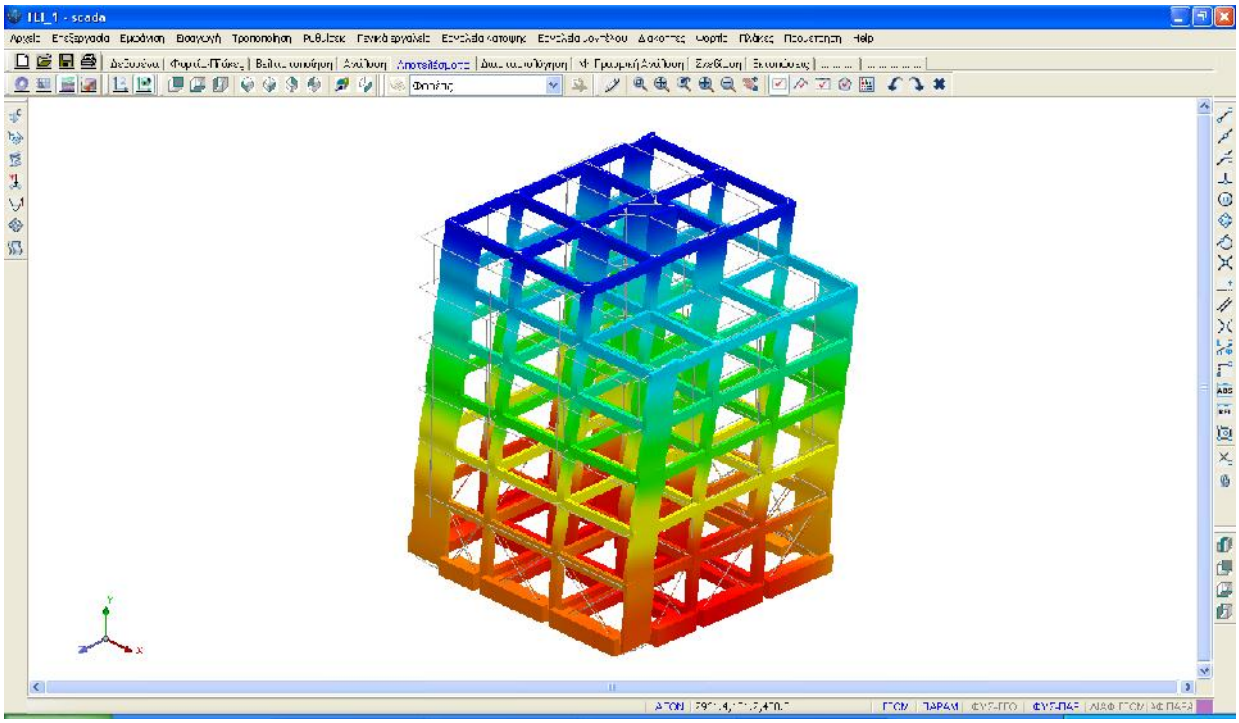
α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα w (Rad/sec)	Συχνότητα v (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	**1.1408E+001**	**1.8157E+000**	**5.5075E-001**
2	**1.2290E+001**	**1.9559E+000**	**5.1126E-001**
3	**1.6469E+001**	**2.6211E+000**	**3.8152E-001**
4	4.5860E+001	7.2988E+000	1.3701E-001
5	4.7701E+001	7.5919E+000	1.3172E-001
6	5.0605E+001	8.0541E+000	1.2416E-001
7	5.9746E+001	9.5089E+000	1.0516E-001
8	6.0825E+001	9.6806E+000	1.0330E-001
9	6.3427E+001	1.0095E+001	9.9061E-002
10	6.6201E+001	1.0536E+001	9.4911E-002
11	8.7511E+001	1.3928E+001	7.1799E-002
12	8.8424E+001	1.4073E+001	7.1057E-002
13	9.9489E+001	1.5834E+001	6.3154E-002
14	1.0621E+002	1.6903E+001	5.9160E-002
15	1.0855E+002	1.7277E+001	5.7881E-002
16	1.1036E+002	1.7565E+001	5.6932E-002
17	1.1460E+002	1.8239E+001	5.4829E-002
18	1.2143E+002	1.9326E+001	5.1745E-002
19	1.2377E+002	1.9698E+001	5.0767E-002
20	1.2505E+002	1.9902E+001	5.0245E-002

Συντελεστές Συμμετοχής Μαζών / Διεύθυνση

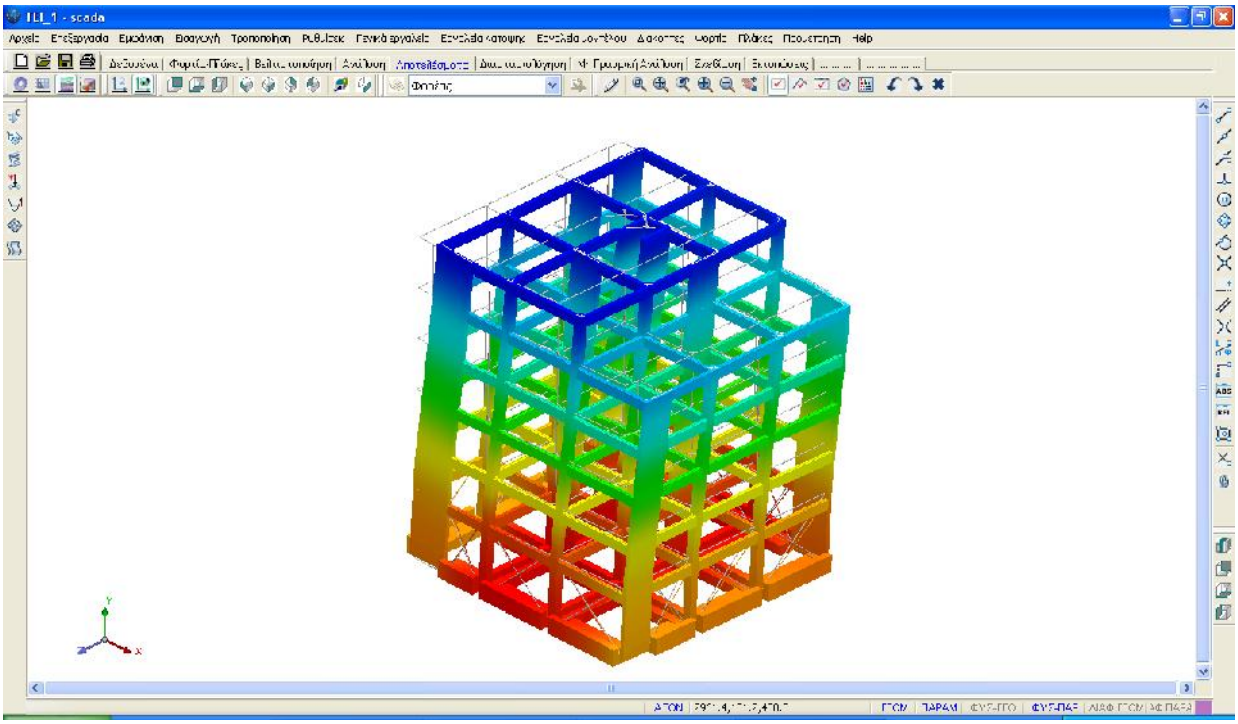
Κατά X = 1 Κατά Y = 1 Κατά Z = 1

Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 1579.440 kN/g)

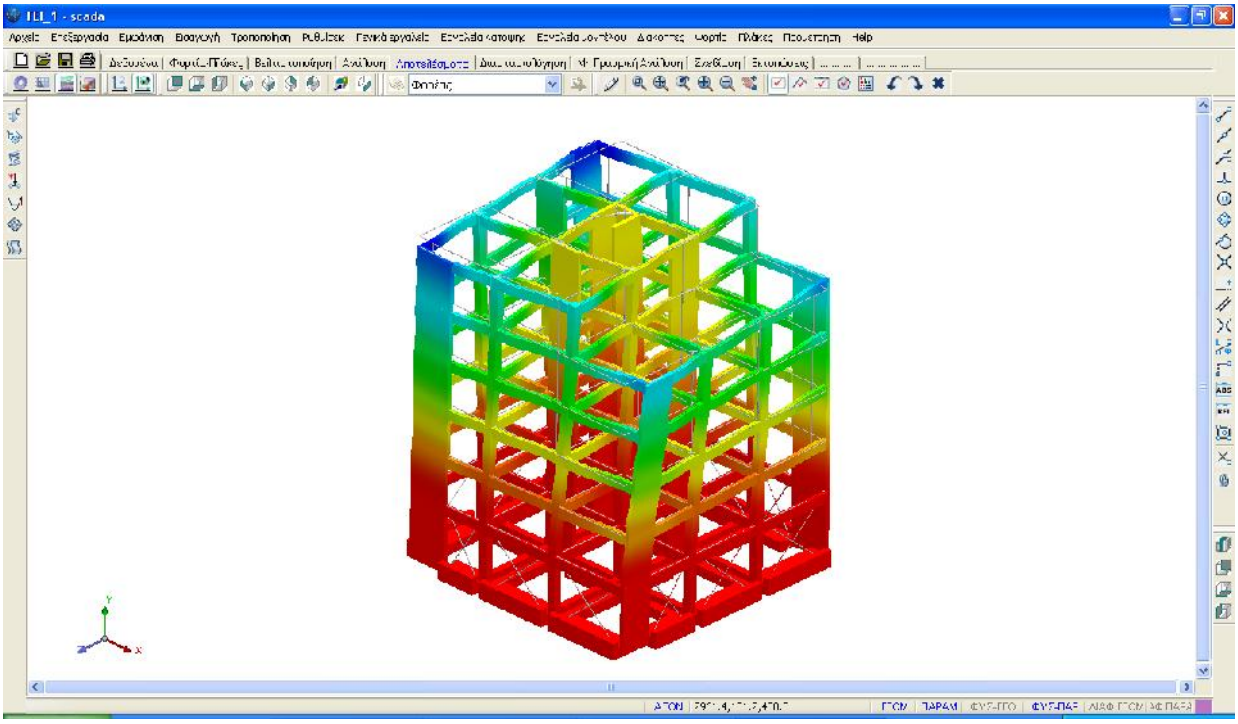
α/α Ιδιομορφής	ΜΕΤΑΦΟΡΙΚΕΣ ΜΑΖΕΣ κατά X / %	κατά Y / %	κατά Z / %
1	11.17 / 0.71	0.00 / 0.00	1299.25 / 82.26
2	1297.65 / 82.16	0.39 / 0.02	11.08 / 0.70
3	0.41 / 0.03	0.02 / 0.00	2.77 / 0.18
4	0.01 / 0.00	1522.81 / 96.41	0.16 / 0.01
5	0.72 / 0.05	3.52 / 0.22	104.82 / 6.64
6	33.71 / 2.13	38.78 / 2.45	0.20 / 0.01
7	7.33 / 0.46	0.31 / 0.02	37.70 / 2.39
8	6.94 / 0.44	0.37 / 0.02	35.26 / 2.23
9	125.07 / 7.92	0.15 / 0.01	0.41 / 0.03
10	14.16 / 0.90	7.07 / 0.45	0.04 / 0.00
11	0.75 / 0.05	0.52 / 0.03	0.03 / 0.00
12	0.01 / 0.00	0.02 / 0.00	0.00 / 0.00
13	0.50 / 0.03	0.78 / 0.05	0.65 / 0.04
14	0.43 / 0.03	0.15 / 0.01	0.13 / 0.01
15	0.11 / 0.01	0.00 / 0.00	57.58 / 3.65
16	0.00 / 0.00	0.16 / 0.01	1.45 / 0.09
17	17.34 / 1.10	0.00 / 0.00	0.06 / 0.00
18	1.10 / 0.07	0.00 / 0.00	0.25 / 0.02
19	18.50 / 1.17	0.35 / 0.02	0.78 / 0.05
20	9.42 / 0.60	0.63 / 0.04	0.12 / 0.01
ΣΥΝΟΛΑ	1545.32 / **97.84**	1576.01 / **99.78**	1552.74 / **98.31**



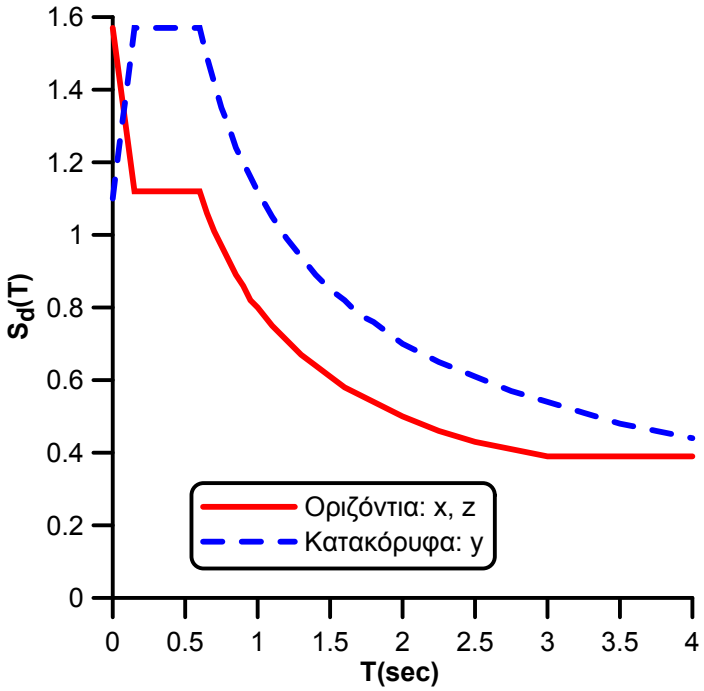
ΣΧΗΜΑ 13. 1η Κανονική Μορφή Ταλάντωσης: $\mathbf{T_1}$=5.5075E-001



ΣΧΗΜΑ 14. 2η Κανονική Μορφή Ταλάντωσης: $\mathbf{T_2}$=5.1126E-001



ΣΧΗΜΑ 15. 3η Κανονική Μορφή Ταλάντωσης: $\mathbf{T_3}$=3.8152E-001



ΣΧΗΜΑ 16. Φάσμα ΕΑΚ2003

Πίνακας Τιμών Φάσματος Απόκρισης Επιταχύνσεων (Αριθμός Σημείων = 39)

α/α Σημείου Εισαγωγής	Περίοδος	Φάσμα Απόκρισης Επιταχύνσεων Τιμή x	Τιμή y	Τιμή z
1	0.00	1.57	1.10	1.57
2	0.05	1.42	1.26	1.42
3	0.10	1.27	1.41	1.27
4	0.15	1.12	1.57	1.12
5	0.20	1.12	1.57	1.12
6	0.25	1.12	1.57	1.12
7	0.30	1.12	1.57	1.12
8	0.35	1.12	1.57	1.12
9	0.40	1.12	1.57	1.12
10	0.45	1.12	1.57	1.12
11	0.50	1.12	1.57	1.12
12	0.55	1.12	1.57	1.12
13	0.60	1.12	1.57	1.12
14	0.65	1.06	1.49	1.06
15	0.70	1.01	1.42	1.01
16	0.75	0.97	1.35	0.97
17	0.80	0.93	1.30	0.93
18	0.85	0.89	1.24	0.89
19	0.90	0.86	1.20	0.86
20	0.95	0.82	1.16	0.82
21	1.00	0.80	1.12	0.80
22	1.10	0.75	1.05	0.75
23	1.20	0.71	0.99	0.71
24	1.30	0.67	0.94	0.67
25	1.40	0.64	0.89	0.64
26	1.50	0.61	0.85	0.61
27	1.60	0.58	0.82	0.58
28	1.70	0.56	0.78	0.56
29	1.80	0.54	0.76	0.54
30	1.90	0.52	0.73	0.52
31	2.00	0.50	0.70	0.50
32	2.25	0.46	0.65	0.46

33	2.50	0.43	0.61	0.43
34	2.75	0.41	0.57	0.41
35	3.00	0.39	0.54	0.39
36	3.25	0.39	0.51	0.39
37	3.50	0.39	0.48	0.39
38	3.75	0.39	0.46	0.39
39	4.00	0.39	0.44	0.39

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως--------Αμεταθετότητα Πλαισίων--- Διευθυνση X
------(&4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----------(&14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)--*----------

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(M)	Κατακόρυφα Φορτία(KN)	Σχετική Μετ/ση(mm)	Οριζόντια Δύναμη (KN)	Συντ/της θx	Ελεγχος 2ας Τάξης Πλαισίων
1-18	**4.000**	**10620.472**		**1.1739**	**748.740**	**0.0146|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
2-28	**7.000**	**19554.331**		**2.0575**	**1620.353**	**0.0290|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
3-78	**10.000**	**13745.939**		**0.9968**	**327.486**	**0.0488|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
4-78	**13.000**	**9534.142**		**0.9953**	**281.474**	**0.0393|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
5-68	**16.000**	**4908.949**		**1.1260**	**289.722**	**0.0223|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
6-23	**19.000**	**1094.389**		**1.7529**	**266.820**	**0.0084|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως--------Αμεταθετότητα Πλαισίων---- Διευθυνση Z
------(&4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----------(&14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)--*----------

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(M)	Κατακόρυφα Φορτία(KN)	Σχετική Μετ/ση(mm)	Οριζόντια Δύναμη (KN)	Συντ/της θz	Ελεγχος Επιρροή 2ας Τάξης
1-46	**4.000**	**10263.594**		**0.8810**	**404.704**	**0.0195|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
2-60	**7.000**	**19463.403**		**2.6535**	**1665.241**	**0.0362|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
3-28	**10.000**	**14965.152**		**1.9391**	**698.206**	**0.0485|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
4-28	**13.000**	**10278.435**		**1.8884**	**597.682**	**0.0379|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
5-60	**16.000**	**5645.697**		**2.9952**	**806.100**	**0.0245|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**
6-60	**19.000**	**1302.098**		**2.3482**	**394.173**	**0.0090|ΕΠ.(<=0.1)|Αμετάθετα**

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση X

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψος(M)	Μέγιστη Δ Σχετ.Μετακ.(mm)	Υψος Ορόφου h(m)	Συντελεστής γ q*Δ/2.5*h>=Δ/h	Ελεγχος Ορόφου γορ=0.005

```
-------------------------------------------------------------*-----------
----
  1       4.000         1.174           4.000              0.0004        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  2       7.000         2.058           3.000              0.0010        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  3      10.000         0.997           3.000              0.0005        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  4      13.000         0.995           3.000              0.0005        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  5      16.000         1.126           3.000              0.0005        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  6      19.000         1.753           3.000              0.0008        | ΕΠ
(γ<=γορ)
-------------------------------------------------------------*-----------
----
```

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση Z

```
-------------------------------------------------------------*-----------
 α/α    Συν/κο      Μέγιστη Δ      Υψος Ορόφου   Συντελεστής γ    |   Ελεγχος
Στάθμης Υψος(M)   Σχετ.Μετακ.(mm)      h(m)          q*Δ/2.5*h>=Δ/h    |Ορόφου
γορ=0.005
-------------------------------------------------------------*-----------
----
  1       4.000         0.881           4.000              0.0003        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  2       7.000         2.654           3.000              0.0012        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  3      10.000         1.939           3.000              0.0009        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  4      13.000         1.888           3.000              0.0009        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  5      16.000         2.995           3.000              0.0014        | ΕΠ
(γ<=γορ)
  6      19.000         2.348           3.000              0.0011        | ΕΠ
(γ<=γορ)
-------------------------------------------------------------*-----------
----
```

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Επάρκειας Τοιχωμάτων & 4.1.4.2.β.[2] Στάθμη Αναφορας: 1 4.000(m)

```
-----------------------------------------*-----------------------------
 α/α    | Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. =     nvx    | Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. =
nvz
Στάθμης|    (Kn)          (Kn)                |     (Kn)        (Kn)
-----------------------------------------*-----------------------------
----
  1    |18- 262.231    770.541      0.34 ΑΠ.|56- 299.329    413.616     0.72
ΕΠ.
  2 ***| 4- 916.591   1615.941      0.57 ΑΠ.|46- 914.865   1448.695     0.63
ΕΠ.
  3    |28- 698.443   1514.025      0.46 ΑΠ.|46- 741.203   1248.195     0.59
ΑΠ.
  4    |27- 481.970   1132.950      0.43 ΑΠ.|46- 507.509   1005.196     0.50
ΑΠ.
  5    |16- 190.597    555.053      0.34 ΑΠ.|46- 248.070    699.269     0.35
ΑΠ.
  6    |22-  75.650    356.206      0.21 ΑΠ.|56- 107.149    349.220     0.31
ΑΠ.
-----------------------------------------*-----------------------------
----
```

nv > 0.6 & 4.1.4.2.β (Ε.Α.Κ.) , nv > 0.75 & 18.4.4.2 (Ε.Κ.Ω.Σ.2000)
*** = Στάθμη ελέγχου nv απο κανονισμό

ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΠΕΡΙΣΦΥΞΗ
ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑ Χ-Χ

Υπολογισμός Σεισμικού Αρμού & 4.1.7.2(3) Ε.Α.Κ.

Υπολογισμός μέγιστων σεισμικών μετακινήσεων του κτιρίου σε περίπτωση εμβολισμού
υποστυλωμάτων απο πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακειμένου κτιρίου.
Οι μετατοπίσεις πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q
Δ = Δυπολ. * q
Κατά x : Δx = 5.22 cm Κατά z : Δz = 5.59 cm

5.5 Αποτελέσματα Ελέγχων EC8

ΣΕΝΑΡΙΟ : 2 - ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕ ΟΜΟΣΗΜΑ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΖΕΥΓΗ
==========

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΑΡΧΕΙΟΥ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Φόρτιση 1 (Μόνιμα-G)
Φόρτιση 2 (Κινητά-Q)
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ ΑΠΟ : G+Ψ2*Q

ΑΡΧΕΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Φόρτιση 1 (Μόνιμα-ΣG)
Φόρτιση 2 (Κινητά-ΣQ)
Φόρτιση 3 (Οριζόντια Σεισμική Δράση x)
Φόρτιση 4 (Οριζόντια Σεισμική Δράση z)
Φόρτιση 5 (Εκκεντρότητα Σεισμικής Δράσης x απο maxez)
Φόρτιση 6 (Εκκεντρότητα Σεισμικής Δράσης x απο minez)
Φόρτιση 7 (Εκκεντρότητα Σεισμικής Δράσης z απο maxex)
Φόρτιση 8 (Εκκεντρότητα Σεισμικής Δράσης z απο minex)
Φόρτιση 9 (Κατακόρυφη Σεισμική Δράση y)

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΚΥΡΙΕΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
==========

Παράμετροι Υπολογισμού

Κλάση Πλαστιμότητας : DCM
Τύπος Φάσματος : Τύπος 1

Ζωνη Σεισμικής επικινδυνότητας : I
Επιτάχυνση Βαρύτητος g (m/sec2) : 9.810
Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους agR : 0.16*9.810=1.5696
Κατηγορία Εδάφους : B
Χαρακτηριστικές Περίοδοι Φάσματος : TB=0.15 TC=0.50 TD=2.00(sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας: γι=1.000 - Σ2
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς : qx=3.120 - qz=3.120 - qy=1.500
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης : βο=2.50
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης : ξ=5.000%

α/α Στάθμης	Υψόμετρο (m)	Διαστάσεις Κατόψεων LIx (m)	LIIz (m)	Συντ.ψ2 φόρτ.2	Τυχηματικές Εκκ/τες etix(m)	etiz(m)
0	0.000	15.300	15.300	0.300	0.765	0.765
1	4.000	15.300	15.300	0.300	0.765	0.765
2	7.000	15.300	15.300	0.300	0.765	0.765
3	10.000	15.300	15.300	0.300	0.765	0.765
4	13.000	15.300	15.300	0.300	0.765	0.765
5	16.000	15.300	15.300	0.300	0.765	0.765
6	19.000	10.300	15.300	0.300	0.515	0.765

etix = 0.05 *LIx , etiz = 0.05 *LIIz

Καθ'ύψος Κατανομή της Ισοδύναμης Στατικής Φόρτισης (Τέμνουσα-Ροπή)

α/α Σταθ,	Υψομ. (m)	ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ(Kn) ΦΟΡΤ.3-I (Kn)	ΦΟΡΤ.4-II (Kn)	ΣΤΡΕΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ (Knm) ΦΟΡΤ.5-I Απο maxez	ΦΟΡΤ.6-I Απο minez	ΦΟΡΤ.7-II Απο maxex	ΦΟΡΤ.8-II Απο minex
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	4.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	7.000	146.414	146.414	112.007	-112.007	112.007	-112.007
3	10.000	292.828	292.828	224.013	-224.013	224.013	-224.013
4	13.000	439.242	439.242	336.020	-336.020	336.020	-336.020
5	16.000	575.884	575.884	440.552	-440.552	440.552	-440.552
6	19.000	195.592	195.592	149.628	-149.628	100.730	-100.730

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου απο Δυναμικη Ανάλυση

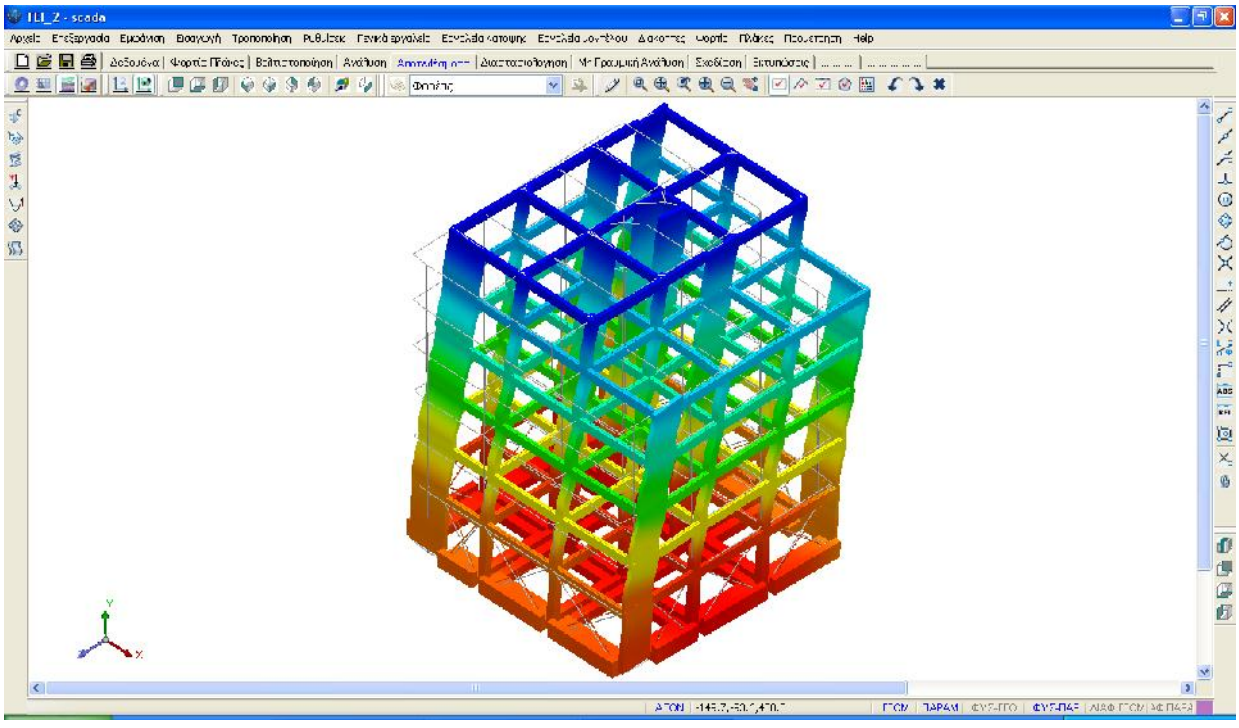
α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα w (Rad/sec)	Συχνότητα v (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	**1.0702E+001**	**1.7033E+000**	**5.8708E-001**
2	**1.1652E+001**	**1.8545E+000**	**5.3923E-001**
3	**1.4859E+001**	**2.3648E+000**	**4.2287E-001**
4	4.3812E+001	6.9729E+000	1.4341E-001
5	4.5640E+001	7.2638E+000	1.3767E-001
6	4.7810E+001	7.6091E+000	1.3142E-001
7	5.3999E+001	8.5942E+000	1.1636E-001
8	5.6997E+001	9.0714E+000	1.1024E-001
9	5.9102E+001	9.4063E+000	1.0631E-001
10	6.4103E+001	1.0202E+001	9.8017E-002
11	8.5350E+001	1.3584E+001	7.3617E-002
12	8.6458E+001	1.3760E+001	7.2673E-002
13	9.6764E+001	1.5400E+001	6.4933E-002
14	9.8764E+001	1.5719E+001	6.3618E-002
15	1.0427E+002	1.6595E+001	6.0260E-002
16	1.0772E+002	1.7144E+001	5.8330E-002
17	1.0819E+002	1.7219E+001	5.8074E-002
18	1.0891E+002	1.7334E+001	5.7689E-002
19	1.1926E+002	1.8981E+001	5.2683E-002
20	1.2317E+002	1.9604E+001	5.1011E-002

Συντελεστές Συμμετοχής Μαζών / Διεύθυνση

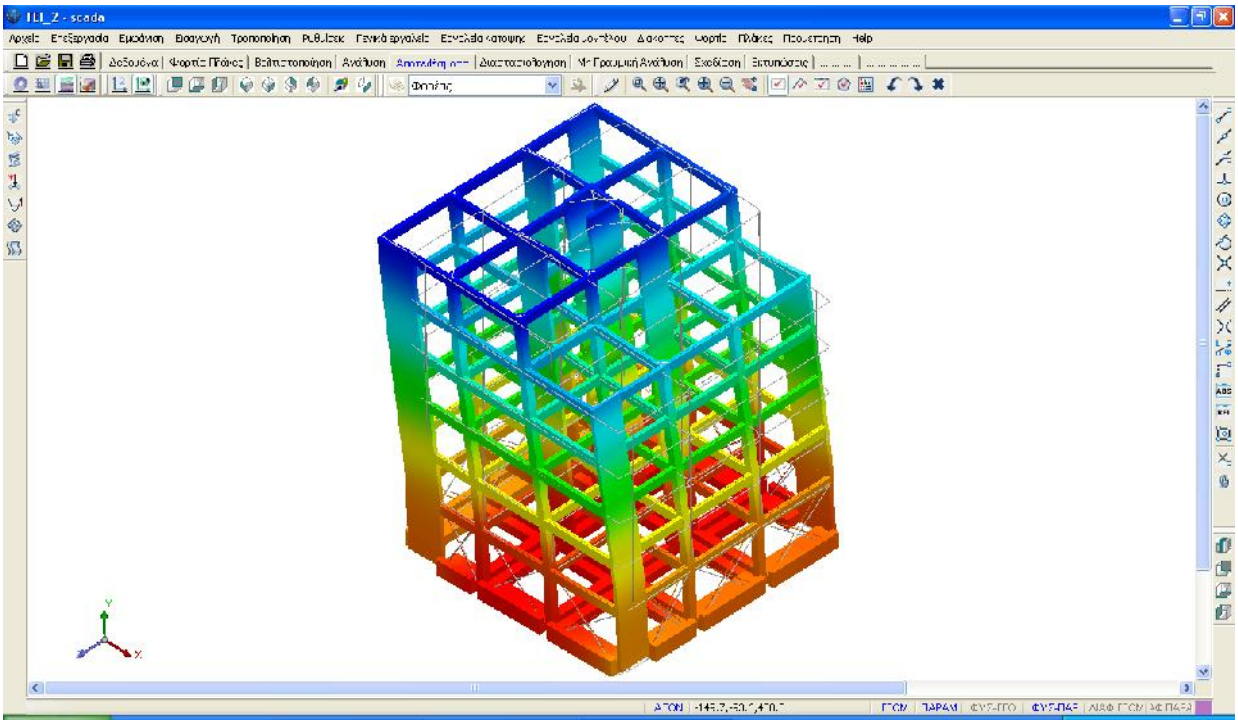
Κατά X = 1 Κατά Y = 1 Κατά Z = 1

Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 1579.440 kN/g)

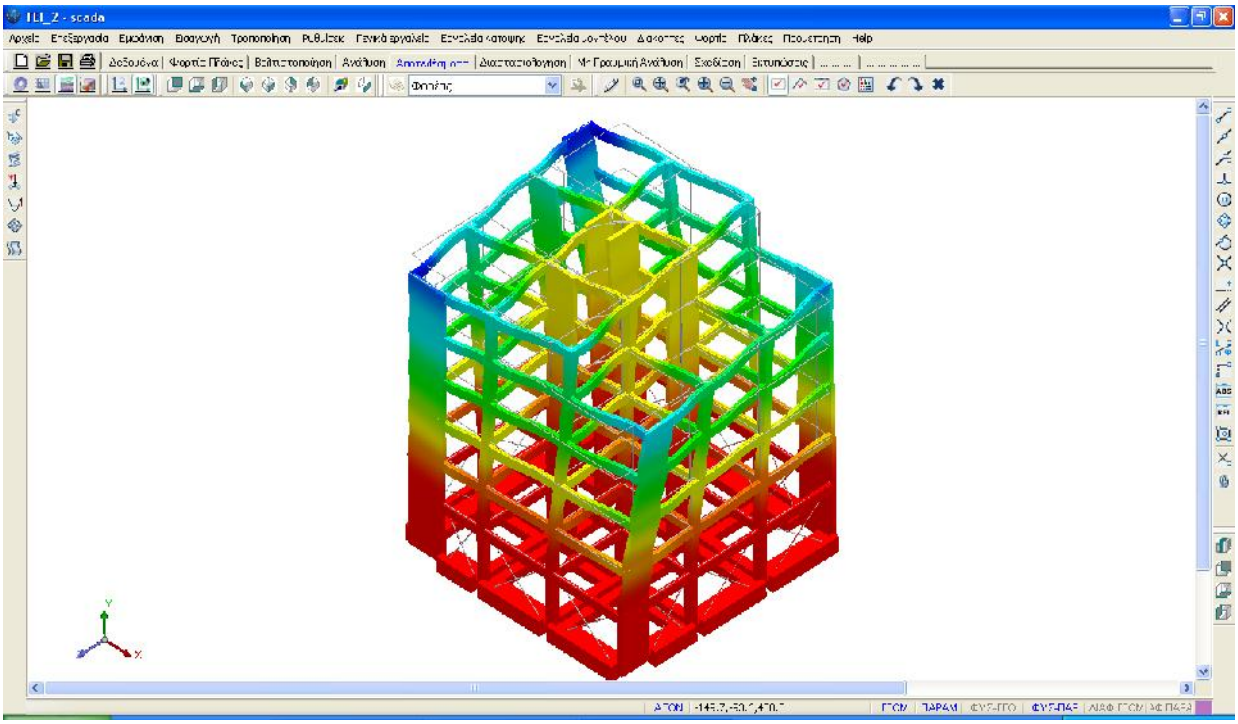
α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ κατά X	/ %	κατά Y	/ %	Μ Α Ζ Ε Σ κατά Z	/ %
1	14.69	0.93	0.00	0.00	1297.60	82.16
2	1294.58	81.96	0.32	0.02	14.65	0.93
3	1.45	0.09	0.01	0.00	1.72	0.11
4	1.34	0.08	5.48	0.35	132.69	8.40
5	1.94	0.12	1387.04	87.82	0.94	0.06
6	59.78	3.78	167.62	10.61	0.46	0.03
7	2.65	0.17	1.95	0.12	0.34	0.02
8	0.34	0.02	0.02	0.00	40.87	2.59
9	115.27	7.30	2.48	0.16	0.11	0.01
10	2.93	0.19	8.33	0.53	0.05	0.00
11	0.13	0.01	0.44	0.03	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.09	0.01	0.45	0.03
13	2.07	0.13	0.40	0.03	30.74	1.95
14	0.50	0.03	0.46	0.03	31.03	1.96
15	2.41	0.15	0.11	0.01	0.05	0.00
16	19.21	1.22	0.00	0.00	0.08	0.00
17	0.34	0.02	0.14	0.01	0.08	0.01
18	19.15	1.21	0.06	0.00	0.15	0.01
19	11.06	0.70	0.03	0.00	0.01	0.00
20	0.40	0.03	0.95	0.06	0.14	0.01
ΣΥΝΟΛΑ	1550.22	**98.15**	1575.93	**99.78**	1552.16	**98.27**



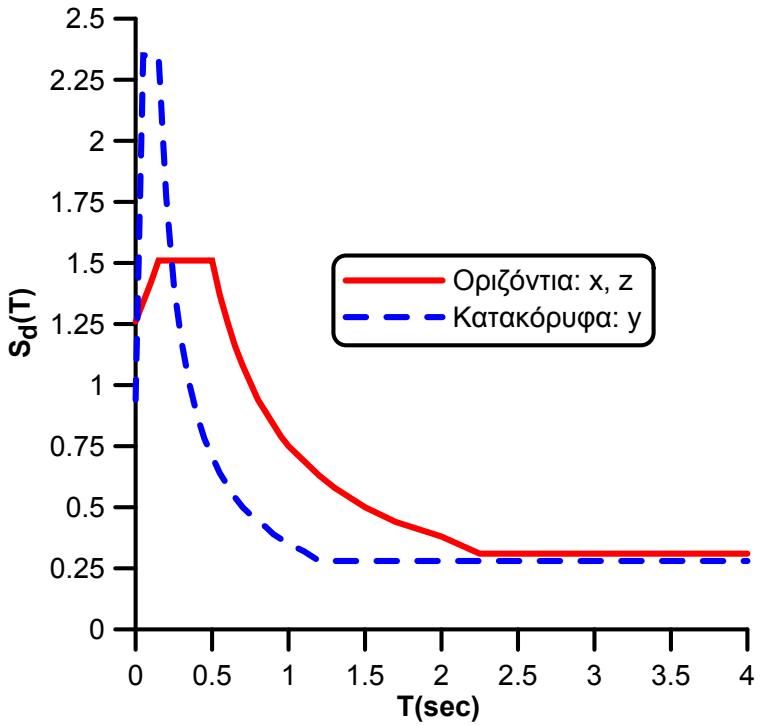
ΣΧΗΜΑ 17. 1η Κανονική Μορφή Ταλάντωσης: T_1=5.8708E-001



ΣΧΗΜΑ 18. 2η Κανονική Μορφή Ταλάντωσης: $\mathbf{T_2}$=5.3923E-001



ΣΧΗΜΑ 19. 3η Κανονική Μορφή Ταλάντωσης: $\mathbf{T_3}$=4.2287E-001



ΣΧΗΜΑ 20. Φάσμα EC8

Πίνακας Τιμών Φάσματος Απόκρισης Επιταχύνσεων (Αριθμός Σημείων = 39)

α/α Σημείου Εισαγωγής	Περίοδος	ΦΑΣΜΑ Τιμή x	Τιμή y	Τιμή z
1	0.00	1.26	0.94	1.26
2	0.05	1.34	2.35	1.34
3	0.10	1.42	2.35	1.42
4	0.15	1.51	2.35	1.51
5	0.20	1.51	1.77	1.51
6	0.25	1.51	1.41	1.51
7	0.30	1.51	1.18	1.51
8	0.35	1.51	1.01	1.51
9	0.40	1.51	0.88	1.51
10	0.45	1.51	0.78	1.51
11	0.50	1.51	0.71	1.51
12	0.55	1.37	0.64	1.37
13	0.60	1.26	0.59	1.26
14	0.65	1.16	0.54	1.16
15	0.70	1.08	0.50	1.08
16	0.75	1.01	0.47	1.01
17	0.80	0.94	0.44	0.94
18	0.85	0.89	0.42	0.89
19	0.90	0.84	0.39	0.84
20	0.95	0.79	0.37	0.79
21	1.00	0.75	0.35	0.75
22	1.10	0.69	0.32	0.69
23	1.20	0.63	0.28	0.63
24	1.30	0.58	0.28	0.58
25	1.40	0.54	0.28	0.54
26	1.50	0.50	0.28	0.50
27	1.60	0.47	0.28	0.47
28	1.70	0.44	0.28	0.44
29	1.80	0.42	0.28	0.42

30	1.90	0.40	0.28	0.40
31	2.00	0.38	0.28	0.38
32	2.25	0.31	0.28	0.31
33	2.50	0.31	0.28	0.31
34	2.75	0.31	0.28	0.31
35	3.00	0.31	0.28	0.31
36	3.25	0.31	0.28	0.31
37	3.50	0.31	0.28	0.31
38	3.75	0.31	0.28	0.31
39	4.00	0.31	0.28	0.31

Σεισμική Τέμνουσα Τοιχωμάτων Παρ. 5.1.2. Στάθμη Αναφορας: 1 4.000(m)

α/α Στάθμης	Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. = (Kn)	nvx (Kn)		Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν. = (Kn)	nvz (Kn)	
1	18- 291.605	816.384	0.36 ΑΠ.	51- 365.781	440.740	0.83 ΕΠ.
2 ***	**6-1121.083**	**1851.120**	**0.61 ΕΠ.**	**50-1078.096**	**1572.962**	**0.69 ΕΠ.**
3	30- 878.701	1863.308	0.47 ΑΠ.	50- 866.995	1411.539	0.61 ΕΠ.
4	29- 577.174	1301.536	0.44 ΑΠ.	50- 594.538	1107.286	0.54 ΕΠ.
5	18- 217.456	604.530	0.36 ΑΠ.	50- 290.071	728.342	0.40 ΑΠ.
6	21- 86.086	340.789	0.25 ΑΠ.	51- 114.572	339.266	0.34 ΑΠ.

Καθορισμός συστήματος κτιρίου X : Μικτό Σύστημα με Ισοδύναμα Τοιχεία
Καθορισμός συστήματος κτιρίου Z : Πλάστιμο Σύστημα Τοιχείων (Συζευγμένων ή μη)
*** = Στάθμη ελέγχου nv απο κανονισμό

Ελεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη - Παρ. 4.2.3.2 Διεύθυνση X

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψος(M)	Συντ.λ<4 Lmax/Lmin	Συντ. r > sqrt(ΣKt/Σkz)	Συντ. ls sqrt(IO/mass)	Εκκεντρότητα|Ελεγχος ε_o(m) |Κανονικ.
2	**7.000**	**1.000**	**10.274**	**6.701**	**0.418 |Ικανοπ.**
3	**10.000**	**1.000**	**10.274**	**6.701**	**0.465 |Ικανοπ.**
4	**13.000**	**1.000**	**10.274**	**6.701**	**0.607 |Ικανοπ.**
5	**16.000**	**1.000**	**10.209**	**6.709**	**1.088 |Ικανοπ.**
6	**19.000**	**1.485**	**6.581**	**3.350**	**0.884 |Ικανοπ.**

Ελεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη - Παρ. 4.2.3.2 Διεύθυνση Z

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψος(M)	Συντ.λ<4 Lmax/Lmin	Συντ. r > sqrt(ΣKt/Σkz)	Συντ. ls sqrt(IO/mass)	Εκκεντρότητα|Ελεγχος ε_o(m)

Στάθμης	Υψος(M)	Lmax/Lmin	sqrt(ΣKt/Σkz)	sqrt(IO/mass)	ε_o(m)	Κανονικ.
2	7.000	1.000	12.898	6.701	0.281	Ικανοπ.
3	10.000	1.000	12.898	6.701	0.286	Ικανοπ.
4	13.000	1.000	12.898	6.701	0.246	Ικανοπ.
5	16.000	1.000	12.817	6.709	0.204	Ικανοπ.
6	19.000	1.485	8.112	3.350	0.025	Ικανοπ.

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω κατανομής Μάζας : Δεν Ικανοποιείται
Ελεγχος Κανονικότητα λόγω κατανομής Ακαμψίας : Ικανοποιείται
Ελεγχος Κανονικότητα λόγω Μορφολογίας κατα X : Ικανοποιείται
Ελεγχος Κανονικότητα λόγω Μορφολογίας κατα Z : Ικανοποιείται

Κανονικότητα κάτοψης συνολικά για όλο το κτίριο : Ικανοποιείται
Κανονικότητα κτιρίου καθ΄υψος (Συνολικά) : Δεν Ικανοποιείται

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Παρ. 4.4.2.2(2),(3),(4) Διευθυνση X

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(M)	Κατακόρυφα Φορτία(KN)	Σχετική Μετ/ση(mm)	Οριζόντια Δύναμη (KN)	Συντ/της θx	Ελεγχος 2ας Τάξης Πλαισίων
1-70	4.000	12551.280	0.6376	425.352	0.0147	ΕΠ.(<=0.1)
2-82	7.000	19330.969	0.7468	458.560	0.0327	ΕΠ.(<=0.1)
3-76	10.000	14860.872	0.9290	331.041	0.0434	ΕΠ.(<=0.1)
4-72	13.000	9436.359	1.2148	221.530	0.0538	ΕΠ.(<=0.1)
5-29	16.000	5286.934	2.6269	710.951	0.0203	ΕΠ.(<=0.1)
6-27	19.000	1252.700	2.1227	336.287	0.0082	ΕΠ.(<=0.1)

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Παρ. 4.4.2.2(2),(3),(4) Διευθυνση Z

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός(M)	Κατακόρυφα Φορτία(KN)	Σχετική Μετ/ση(mm)	Οριζόντια Δύναμη (KN)	Συντ/της θz	Ελεγχος γιά Επιρροή 2ας Τάξης
1-50	4.000	10673.468	1.0124	440.740	0.0191	ΕΠ.(<=0.1)
2-60	7.000	20708.426	2.9484	1917.103	0.0331	ΕΠ.(<=0.1)
3-64	10.000	15837.449	3.8491	1648.407	0.0385	ΕΠ.(<=0.1)
4-64	13.000	10843.071	3.7632	1346.565	0.0315	ΕΠ.(<=0.1)
5-60	16.000	5965.172	3.1911	909.436	0.0218	ΕΠ.(<=0.1)
6-64	19.000	1385.605	2.4745	438.032	0.0081	ΕΠ.(<=0.1)

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Παρ. 4.4.3.2(1) Διεύθυνση X

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψος(M)	Μέγιστη ds=q*de Σχετ.Μετακ.(mm)	Υψος Ορόφου h(m)	Συντελεστής dr*v/h	Ελεγχος Ορόφου |Οριο=0.005
1	4.000	4.706	4.000		0.0006 |Ικανοποιείται
2	7.000	9.452	3.000		0.0016 |Ικανοποιείται
3	10.000	12.317	3.000		0.0021 |Ικανοποιείται
4	13.000	12.143	3.000		0.0020 |Ικανοποιείται
5	16.000	10.509	3.000		0.0018 |Ικανοποιείται
6	19.000	8.776	3.000		0.0015 |Ικανοποιείται

Ελεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Παρ. 4.4.3.2(1) Διεύθυνση Z

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψος(M)	Μέγιστη ds=q*de Σχετ.Μετακ.(mm)	Υψος Ορόφου h(m)	Συντελεστής dr*v/h	Ελεγχος Ορόφου |Οριο=0.005
1	4.000	3.626	4.000		0.0005 |Ικανοποιείται
2	7.000	10.194	3.000		0.0017 |Ικανοποιείται
3	10.000	13.556	3.000		0.0023 |Ικανοποιείται
4	13.000	13.237	3.000		0.0022 |Ικανοποιείται
5	16.000	11.157	3.000		0.0019 |Ικανοποιείται
6	19.000	8.413	3.000		0.0014 |Ικανοποιείται

Υπολογισμός Σεισμικού Αρμού παρ. 4.4.2.7(1),(2),(3)

Υπολογισμός μέγιστων σεισμικών μετακινήσεων του κτιρίου σε περίπτωση εμβολισμού
υποστυλωμάτων απο πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακειμένου κτιρίου.
Οι μετατοπίσεις πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q

$$ds = q * de$$

Κατά X : ds_x = 5.79 cm Κατά Z : ds_z = 6.01 cm

5.6. Προμέτρηση με Διαστασιολόγηση κατά ΕΑΚ2003&ΕΚΩΣ

```
--------------------------------------------------------------------------------
-
---------------------Συγκεντρωτικη Προμετρηση Σκυροδέματος -----------------
-
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σταθμης 0 - 0.00 S0
      Ογκος Πεδίλων (m3)        :    0.00
      Ογκος Πλακών (m3)         :    0.00
      Ογκος Δοκών (m3)          :  100.96
      Ογκος Υποστυλωμάτων (m3)  :    0.00
      Ογκος Επιφανειακών  (m3)  :    0.00
      Γενικό Σύνολο Ογκου (m3)  :  100.96
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σταθμης 1 - 400.00 S1
      Ογκος Πεδίλων (m3)        :    0.00
      Ογκος Πλακών (m3)         :   46.40
      Ογκος Δοκών (m3)          :   14.29
      Ογκος Υποστυλωμάτων (m3)  :   28.55
      Ογκος Επιφανειακών  (m3)  :    0.00
      Γενικό Σύνολο Ογκου (m3)  :   89.24
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σταθμης 2 - 700.00 S2
      Ογκος Πεδίλων (m3)        :    0.00
      Ογκος Πλακών (m3)         :   53.67
      Ογκος Δοκών (m3)          :   14.29
      Ογκος Υποστυλωμάτων (m3)  :   21.41
      Ογκος Επιφανειακών  (m3)  :    0.00
      Γενικό Σύνολο Ογκου (m3)  :   89.37
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σταθμης 3 - 1000.00 S3
      Ογκος Πεδίλων (m3)        :    0.00
      Ογκος Πλακών (m3)         :   53.67
      Ογκος Δοκών (m3)          :   14.29
      Ογκος Υποστυλωμάτων (m3)  :   21.41
      Ογκος Επιφανειακών  (m3)  :    0.00
      Γενικό Σύνολο Ογκου (m3)  :   89.37
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σταθμης 4 - 1300.00 S4
      Ογκος Πεδίλων (m3)        :    0.00
      Ογκος Πλακών (m3)         :   53.67
      Ογκος Δοκών (m3)          :   14.29
      Ογκος Υποστυλωμάτων (m3)  :   21.41
      Ογκος Επιφανειακών  (m3)  :    0.00
      Γενικό Σύνολο Ογκου (m3)  :   89.37
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σταθμης 5 - 1600.00 S5
      Ογκος Πεδίλων (m3)        :    0.00
      Ογκος Πλακών (m3)         :   53.67
      Ογκος Δοκών (m3)          :   14.29
      Ογκος Υποστυλωμάτων (m3)  :   21.41
      Ογκος Επιφανειακών  (m3)  :    0.00
      Γενικό Σύνολο Ογκου (m3)  :   89.37
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σταθμης 6 - 1900.00 S6
      Ογκος Πεδίλων (m3)        :    0.00
      Ογκος Πλακών (m3)         :   10.59
      Ογκος Δοκών (m3)          :   10.01
      Ογκος Υποστυλωμάτων (m3)  :   16.54
      Ογκος Επιφανειακών  (m3)  :    0.00
      Γενικό Σύνολο Ογκου (m3)  :   37.14
```

-
ΚΤΙΡΙΟ
Ογκος Πεδίλων (m3) : 0.00
Ογκος Πλακών (m3) : 271.68
Ογκος Δοκών (m3) : 182.41
Ογκος Υποστυλωμάτων (m3) : 130.74
Ογκος Επιφανειακών (m3) : 0.00
Γενικό Σύνολο Ογκου (m3) : **584.84**

-

-
----------Συγκεντρωτικη Προμετρηση Χαλυβα----------
-

-

Σταθμης 0 - 0.00 S0
Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Δοκων(Kg) : 10480.8050
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 0.0000

Σταθμης 1 - 400.00 S1
Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg) : 2413.6279
Οπλισμος Δοκων(Kg) : 1037.5364
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 5704.0133

Σταθμης 2 - 700.00 S2
Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg) : 2442.5375
Οπλισμος Δοκων(Kg) : 2172.4282
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 6004.1629

Σταθμης 3 - 1000.00 S3
Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg) : 2442.5375
Οπλισμος Δοκων(Kg) : 2211.2000
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 5072.2915

Σταθμης 4 - 1300.00 S4
Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg) : 2442.5375
Οπλισμος Δοκων(Kg) : 2169.7935
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 4445.9664

Σταθμης 5 - 1600.00 S5
Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg) : 2442.5375
Οπλισμος Δοκων(Kg) : 2124.2790
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 3743.0079

Σταθμης 6 - 1900.00 S6
Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg) : 541.5195
Οπλισμος Δοκων(Kg) : 1471.6909
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 2587.6455

-
Συνολικός Οπλισμος Πεδιλων(Kg) : 0.00
Συνολικός Οπλισμος Πλακων(Kg) : 12725.30
Συνολικός Οπλισμος Δοκων(Kg) : 21667.73
Συνολικός Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg) : 27557.09

-

Γενικο Συνολο Οπλισμου(Kg) : **61950.12**

----------Συγκεντρωτικη Προμετρηση Ραβδων----------

Φ	Βαρος(Kg) Κυριου Οπλισμου	Βαρος(Kg) Συνδετηρων	Συνολικο Βαρος(Kg)
Φ 8	14891.66	7904.27	22795.93
Φ10	6753.90	4271.43	11025.33
Φ12	3822.74	2097.36	5920.10
Φ14	9982.88	0.00	9982.88
Φ16	5629.72	0.00	5629.72
Φ18	1353.74	0.00	1353.74
Φ20	5242.41	0.00	5242.41
Σύνολο	47677.06	14273.06	**61950.12**

Λόγος α=61950.12/584.84=105.93Kg/m3

5.7. Προμέτρηση με Διαστασιολόγηση κατά EC8&EC2

Συγκεντρωτικη Προμετρηση Σκυροδέματος → Ομοίως με ΕΑΚ2003&ΕΚΩΣ

----------Συγκεντρωτικη Προμετρηση Χαλυβα----------

Σταθμης 0 - 0.00 S0

Οπλισμος Πεδιλων(Kg)	:	0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg)	:	0.0000
Οπλισμος Δοκων(Kg)	:	9720.8955
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)	:	0.0000

Σταθμης 1 - 400.00 S1

Οπλισμος Πεδιλων(Kg)	:	0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg)	:	2348.3167
Οπλισμος Δοκων(Kg)	:	1043.3554
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)	:	4979.8333

Σταθμης 2 - 700.00 S2

Οπλισμος Πεδιλων(Kg)	:	0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg)	:	2392.0540
Οπλισμος Δοκων(Kg)	:	2319.9548
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)	:	5114.6125

```
       Σταθμης 3 - 1000.00 S3
Οπλισμος Πεδιλων(Kg)         :        0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg)          :     2392.0540
Οπλισμος Δοκων(Kg)           :     2417.9376
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)   :     4018.8681

       Σταθμης 4 - 1300.00 S4
Οπλισμος Πεδιλων(Kg)         :        0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg)          :     2392.0540
Οπλισμος Δοκων(Kg)           :     2309.1043
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)   :     3592.3125

       Σταθμης 5 - 1600.00 S5
Οπλισμος Πεδιλων(Kg)         :        0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg)          :     2392.0540
Οπλισμος Δοκων(Kg)           :     2195.9773
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)   :     3281.7071

       Σταθμης 6 - 1900.00 S6
Οπλισμος Πεδιλων(Kg)         :        0.0000
Οπλισμος Πλακων(Kg)          :      523.5755
Οπλισμος Δοκων(Kg)           :     1489.1620
Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)   :     2525.5102
--------------------------------------------------------------------------------
-
Συνολικός Οπλισμος Πεδιλων(Kg)         :          0.00
Συνολικός Οπλισμος Πλακων(Kg)          :      12440.11
Συνολικός Οπλισμος Δοκων(Kg)           :      21496.39
Συνολικός Οπλισμος Υποστυλωματων(Kg)   :      23512.84
--------------------------------------------------------------------------------
-
Γενικο Συνολο Οπλισμου(Kg)             :      57449.34
--------------------------------------------------------------------------------
-

--------------------------------------------------------------------------------
-
----------------------Συγκεντρωτικη Προμετρηση Ραβδων-------------------------
-
--------------------------------------------------------------------------------
-
   Φ       Βαρος(Kg)  Κυριου  Οπλισμου     Βαρος(Kg)  Συνδετηρων      Συνολικο
Βαρος(Kg)
--------------------------------------------------------------------------------
-
Φ 8         15654.03               9204.97             24859.01
Φ10          3865.52               1807.52              5673.04
Φ12          3827.37                342.96              4170.33
Φ14          9888.48                  0.00              9888.48
Φ16          5774.15                  0.00              5774.15
Φ18           970.62                  0.00               970.62
Φ20          6113.70                  0.00              6113.70
--------------------------------------------------------------------------------
-
Σύνολο      46093.89              11355.45             57449.34
--------------------------------------------------------------------------
```

4.12 Λόγος α=57449.34/584.84=98.23Kg/m3

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ: ***Για το συγκεκριμένο κτίριο και με τις συγκεκριμένες παραδοχές η διαστασιολόγηση με τους ευρωκώδικες είναι πιο οικονομική κατά 7% περίπου.***

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία, αντικείμενο αποτελεί η **σύγκριση** των διατάξεων του ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού, **Ε.Α.Κ.2000** με τις διατάξεις του «μελλοντικού» κανονισμού **Ευρωκώδικα 8**, και συγκεκριμένα εκείνες που αφορούν ειδικά τα **κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα**..

Αρχικά, στο Α' μέρος, το οποίο αποτελείται από τα Κεφάλαια 1-4, επιχειρείται μία κατ' άρθρο σύγκριση των Κανονισμών, που αφορά, όχι μόνο τα κτίρια από σκυρόδεμα, αλλά γενικότερα τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας κατασκευής. Δινεται **έμφαση στους Ειδικούς Κανόνες για Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα**, ενώ δεν αναλύονται οι ειδικοί Κανόνες που διέπουν τα κτίρια από Χάλυβα. Σε μεγάλο μέρος λοιπόν, το πρώτο Μέρος αποτελεί μία προσπάθεια μετάφρασης (από τα αγγλικά) των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8. Επίσης παρατίθενται κατά θέμα, οι σχετικές διατάξεις του Ε.Α.Κ.2000 και ένας σχολιασμός-σύγκριση.

Στο Β' Μέρος της εργασίας, που περιλαμβάνει τα Κεφάλαια 5-…….
Πιο αναλυτικά, στο **1ο Κεφάλαιο** δίνονται κάποια στοιχεία για τους Αντισεισμικούς Κανονισμούς γενικότερα και την **εφαρμογή του πλέγματος των Ευρωκωδίκων** στο σχεδιασμό νέων (και αποτίμηση υφιστάμενων) κατασκευών. Περιέχεται επίσης μία μετάφραση των βασικότερων διατάξεων των Κεφαλαίων 1 και 2 του Μέρους 1 του Ευρωκώδικα 8 που έχουν **εισαγωγικό χαρακτήρα**.

Στο **2ο Κεφάλαιο** αναπτύσσονται οι διατάξεις του Κεφαλαίου του Ευρωκώδικα που αφορά τις **Εδαφικές Συνθήκες** και τον προσδιορισμό της **Σεισμικής Δράσης**, ακολουθούμενες από τις αντιστοιχες του ΕΑΚ και σχολιασμό-σύγκριση των δύο.

Το **3ο Κεφάλαιο** (που αποτελεί και το μεγαλύτερο σε έκταση) περιέχει τις βασικές διατάξεις του Κεφαλαίου του Ευρωκώδικα που φέρει τον γενικό τίτλο «Σχεδιασμός Κτιρίων». Ορίζονται επακριβώς έννοιες όπως η **κανονικότητα** μιας κατασκευής και δίνονται κανόνες για την επιλογή και εφαρμογή της εκάστοτε **μεθόδου ανάλυσης**, την **ιδιομορφική επαλληλία** για την περίπτωση της **Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου** (στην οποία κυρίως δίνεται έμφαση, αφού αυτή θα μας απασχολήσει), των προσδιορισμό των μαζών κλπ. Παρατίθενται οι αντίστοιχες διατάξεις του ΕΑΚ για σύγκριση και σχολιασμό.

Το **4ο Κεφάλαιο** αφορά τους **Ειδικούς Κανόνες για Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα** του Ευρωκώδικα 8 .Σχολιάζονται και συγκρίνονται οι σχετικοί κανόνες των δύο Κανονισμών και επισημαίνονται οι διαφορές.

Στο **5ο Κεφάλαιο** (Β' Μέρος) παρουσιάζεται στατική μελέτη πενταόροφης με ένα υπόγειο κτιριακής κατασκευής από ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τους ισχύοντες σήμερα κανονισμούς στην Ελλάδα **ΕΑΚ2003** και **ΕΚΩΣ 2000**, καθώς και με βάση τους ευρωκώδικες **EC8** και **EC2** οι οποίοι αναμένεται να ισχύσουν στο άμεσο μέλλον και οι οποίοι θα αντικαταστήσουν τους σημερινούς προαναφερόμενους κανονισμούς.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Παπαχρηστίδης Α,Βαρούτση Φ.2007.<<Από τον ΕΑΚ 2000 στον Ευρωκώδικα 8 >>, Αθήνα :Εκδόσεις ΝΚ.

[2] Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ ,Ελληνικός Αντισεισμικός Κανανισμός (Ε.Α.Κ),Αθήνα 2001

[3] EN1998-1,Eurocode8:Desing of structures for earthquake resistance-Part1:Genaral rules,seismic actions and rules for buildings,CEN,Decemder 2004

[4] Κατσικαδέλης Ι.Θ.2002.Δυναμική των Κατασκευών.Τόμος ΙΙ. Αθήνα:Εκδόσεις Συμμετρία

[5] Γιάννης Ψυχάρης ,<< Βασικές αρχές Ευρωκώδικα 8 >>

[6] Δημητρέας Δημήτρης 2011,<< Συγκριτική μελέτη Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού και EC8 για πολυώροφα μεταλλικά κτίρια >>,Διπλωματική Εργασία Επιβλέπων καθηγητής : Γ.Ιωαννίδης

[7] Εγχειρίδια Προγράμματος SCADA Pro(Version 11.0.0) της εταιρείας ACE-Hellas.

[8] Αναστάσιος Σέξτος <<Ημετάβαση από τον ΕΑΚ 2000 στον Ευρωκώδικα 8>>

[9] Το πρόβλημα της σρέψης στη χωρική στατική ανελαστική ανάλυση>>, Πενέλης Γ.Γ,Κάππος Α.Ι.