

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
«Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών  
και Αειφόρος Ανάπτυξη»**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
«Διερεύνηση ειδικών περιπτώσεων επεμβάσεων λόγω αλλαγής  
χρήσης ή προσθήκης σε υφιστάμενα κτίρια»**

**Της Μεταπτυχιακής Φοιτήτριας  
Κωνσταντίνας Λυρούδια**

**Επιβλέπων Καθηγητής  
Χρήστος Γιαρλέλης**

---

**Αθήνα, Ιανουάριος 2019**

**Copyright © 2019 ΛΥΡΟΥΔΙΑ Μ. ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ**

Απαγορεύεται η αντιγραφή, ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή της παρούσης εργασίας εξ' ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η αντιγραφή, ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να μνημονεύεται η πηγή προέλευσης και να ενημερώνεται ο συγγραφέας. Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτή την εργασία εκφράζουν αποκλειστικά τον συγγραφέα και δεν αποτελούν τις επίσημες θέσεις του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής ολικώς ή εν μέρει.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Ευχαριστώ θερμά την οικογένειά μου, χωρίς τη στήριξη και συμπαράσταση της οποίας, δεν θα είχα καταφέρει να ολοκληρώσω το έργο μου. Επίσης ευχαριστώ τον καθηγητή μου κ. Χρήστο Γιαρλέλη για τη δυνατότητα που μου έδωσε να εκπονήσω την παρούσα εργασία και για την καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια αυτής.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους φίλους και συναδέλφους Δημήτρη Καντιάνη και Ιωάννη Επανωμεριτάκη για την πολύτιμη βοήθεια και συνεργασία τους.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΣΥΝΟΨΗ .....	6
ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....	7
ABSTRACT .....	8
SUMMARY .....	9
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	10
Η ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ .....	10
1.1 Γενικά .....	10
1.2 Ελληνικοί Αντισεισμικοί Κανονισμοί.....	13
1.3 Σύγχρονη προσέγγιση της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού .....	16
1.3.1 Επιτελεστικότητα .....	16
1.3.2 Κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα στοιχεία .....	21
1.3.3 Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος.....	22
1.3.4 Μέθοδοι ανάλυσης σεισμικής απόκρισης.....	23
<i>Ελαστική ανάλυση</i> .....	23
<i>Δυναμική φασματική μέθοδος</i> .....	24
<i>Απλοποιημένη φασματική / ισοδύναμη στατική μέθοδος</i> .....	28
<i>Ανελαστική στατική ανάλυση «pushover»</i> .....	28
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	33
ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ .....	33
2.1 Γενικά.....	33
2.2 Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων Β.Δ. 10-12-1945.....	34
2.2.1 Ίδια βάρη κατασκευών-Μόνιμα φορτία.....	34
2.2.2 Μεταβλητά φορτία .....	35
2.3. Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ. 18/26-7-1954.....	36
2.4 Αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων 1959 .....	39
2.5 Αντισεισμικός Κανονισμός 1984 .....	41
2.6 Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1992 (Ν.Ε.Α.Κ.) .....	43
2.7 Διατάξεις Παραρτήματος Ε' Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού .....	46
2.8 Αξιολόγηση του διαχρονικώς ισχύοντος νομικού πλαισίου επεμβάσεων .....	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	60
ΜΕΛΕΤΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ.....	60
3.1 Αιτιολόγηση μελετών– Στατιστική ανάλυση στοιχείων .....	60
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.....	68
ΜΕΛΕΤΗ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ .....	68
4.1 Προσθήκη στατικής εξαρτημένου μεταλλικού φορέα ανελκυστήρα .....	68
4.1.1 Περιγραφή φορέα.....	68
4.1.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών επιμέρους επιλύσεων.....	80

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.....	90
ΜΕΛΕΤΗ ΑΛΛΑΓΗΣ ΧΡΗΣΗΣ.....	90
5.1 Αλλαγή χρήσης από κατοικία σε παιδικό σταθμό.....	90
5.1.1 Περιγραφή φορέα.....	90
5.1.2. Σύγκριση εντατικών μεγεθών επιλύσεων.....	97
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.....	104
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	104
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	106
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ Α).....	110
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ Β).....	128

## **ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ**

ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων)

Ε.Α.Κ. (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000)

Ε.Κ.Ω.Σ. (Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000)

Ν.Ε.Α.Κ. (Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός)

Ν.Ε.Κ.Ω.Σ. (Νέος Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος)

ΕΝ (Ευρωκώδικας)

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:**

**«Διερεύνηση ειδικών περιπτώσεων επεμβάσεων λόγω αλλαγής χρήσης ή προσθήκης σε υφιστάμενα κτίρια»**

**ΦΟΙΤΗΤΡΙΑ:** Λυρούδια Κωνσταντίνα

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:** Γιαρλέλης Χρήστος

**ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ:** 2018 – 2019

---

**ΣΥΝΟΨΗ**

---

Από την πρώτη εφαρμογή του αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίων το έτος 1959, τα ελληνικά κανονιστικά κείμενα εξελίσσονται ακολουθώντας την πρόοδο της σύγχρονης έρευνας στο πεδίο των σεισμών όπως και τον ολοένα αυξανόμενο όγκο σεισμικών δεδομένων, ώστε να έχουν σήμερα καταστεί αποτελεσματικό εργαλείο για τη μελέτη νέων και υφισταμένων κτιρίων. Στο πεδίο των δομητικών επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια, το τεκμηριωμένο κανονιστικό πλαίσιο που είναι σε ισχύ παρέχει ένα αξιόπιστο σύνολο κατευθυντήριων γραμμών για την δομητική αποτίμηση και περαιτέρω ενίσχυση. Εντούτοις, επιλεκτική συμμόρφωση και υπό συνθήκες εφαρμογή ενίοτε μπορούν να αποβούν μελλοντικά επιζήμιες για την ασφάλεια των κτιρίων. Στην παρούσα εργασία εξετάζονται δύο μελέτες περίπτωσης, μια προσθήκη σε υφιστάμενο κτίριο και μια αλλαγή χρήσης, που προσομοιάζουν πραγματικές περιπτώσεις δομητικών επεμβάσεων, οι οποίες βοηθούν στην ανάδειξη ενδιαφερόντων και ενδεχομένως προβληματικών πλευρών της μελέτης δομητικών επεμβάσεων. Μέσω ενός ευρέως φάσματος σεναρίων για κάθε μελέτη περίπτωσης, εξετάζεται η εφαρμογή διαφόρων κανονισμών. Γενικά, ασφάλεια και αξιοπιστία αποτελεσμάτων υπαγορεύουν την εφαρμογή σύγχρονων αυστηρότερων κανονιστικών πλαισίων για την αποτίμηση κτιριακού συστήματος που υποβάλλεται σε δομητική επέμβαση στο σύνολό του.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

---

Η παρούσα διπλωματική εργασία διερευνά διαχρονικά την εφαρμογή των ισχυουσών ελληνικών αντισεισμικών κανονισμών, σχετικά με δομητικές (μορφολογικές) επεμβάσεις σε υπάρχοντα κτίρια, οι οποίες εξυπηρετούν λειτουργικές μεταβολές, δηλαδή προσθήκες, μετατροπές ή αλλαγές χρήσης. Η αφορμή ενασχόλησης με το συγκεκριμένο θέμα δόθηκε με την κατάργηση, το έτος 2016, του Παραρτήματος Ε' του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ.) που υφίστατο από το έτος 1999 και για το διάστημα 2012 έως 2016 βρισκόταν σε παράλληλη ισχύ με τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τα δύο αυτά κανονιστικά κείμενα παρουσίαζαν μια εντελώς διαφορετική προσέγγιση του θέματος των δομητικών επεμβάσεων. Η θέσπιση των κανόνων που τίθενται στην Απόφαση ΔΝΣγ/34033/Π.Ε./ΦΝ275 (ΦΕΚ350/Β/17-2-2016) του Υπουργείου Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων αντικαθιστά και τροποποιεί το παράρτημα Ε' του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ.) και οδηγεί στην αποσαφήνιση των δυνατών συνδυασμών και στην εφαρμογή των ισχυόντων κανονισμών ή προτύπων, που αφορούν τόσο στο σχεδιασμό του φέροντος οργανισμού νέων κτιρίων, όσο και στην αποτίμηση ή και στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας υπάρχοντος φέροντος οργανισμού.

Με βάση τα ανωτέρω και στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, θα αναπτυχθούν μελέτες περίπτωσης, για δύο χαρακτηριστικές δομητικές επεμβάσεις στα κτίρια. Τα επιμέρους υποθετικά σενάρια αφορούν σε κτίρια που υφίστανται σε θεωρητικό επίπεδο και προσεγγίζουν τις εισερχόμενες υποθέσεις στις αρμόδιες Υπηρεσίες Δόμησης. Στόχος εξέτασης των συγκεκριμένων σεναρίων είναι η ανάδειξη της διαφοροποίησης των επιμέρους αποτελεσμάτων με την εφαρμογή διαφορετικών διαχρονικά κανονιστικών πλαισίων. Συγκεκριμένα θα εξεταστούν οι ακόλουθες περιπτώσεις:

α) Προσθήκη μεταλλικού φορέα ανελκυστήρα (κατά τα έτη ισχύος των αντίστοιχων διαχρονικά αντισεισμικών κανονισμών από το 1959 έως το 1999) στατικός εξαρτημένου, σε πεντάωρο κτίριο κατοικιών που έχει μελετηθεί με τους ισχύοντες κανονισμούς κατά το έτος 1959. Επίσης εξετάζεται η αποτίμηση του κτιρίου του 1959 με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

β) Αλλαγή χρήσης διωρόφου κτιρίου με εγκεκριμένη χρήση κατοικίας που έχει μελετηθεί με τους κανονισμούς του έτους 1959, 1984, 1992 και 1999 και μετατράπηκε σε επαγγελματικό χώρο με χρήση παιδικού σταθμού, κατά τα ίδια έτη ισχύος των κανονισμών ανεγέρσεως. Επιπλέον εξετάζεται το δυσμενέστερο σενάριο αλλαγής χρήσης του εν λόγω διωρόφου κτιρίου του 1959 με τους ισχύοντες σήμερα κανονισμούς, ήτοι αποτίμηση αυτού σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



**POST GRADUATE THESIS:****«Investigation of special cases of seismic rehabilitation of existing buildings due to change of use or additions»****STUDENT: Lyroudia Konstantina****SUPERVISOR: Giarlelis Christos****ACADEMIC SEASON: 2018 – 2019****ABSTRACT**

---

Since the first codification of earthquake-resistant building design in 1959, Greek regulatory texts over the years have evolved in step with the advancements of modern earthquake research as well as the ever-growing body of seismic data, leading currently to an effective toolbox for the analysis of both new and existing buildings. In the field of structural interventions on existing buildings, the well-founded regulatory framework in force provides a reliable set of guidelines for structural assessment and further enhancement; nonetheless, optional compliance and conditional applicability at times may be detrimental to building safety in the future. In the present thesis, two case studies are examined, an addition to an existing structure and a change of use, motivated by and approximating real-life structural intervention cases; they aid in bringing out interesting and possibly problematic aspects of the analysis of structural interventions. By means of a wide range of scenarios for each case study, a variety of decision paths has been explored regarding the application of different regulations. Overall, safety and result reliability dictate the application of current stricter regulatory frameworks for the evaluation of a building system undergoing structural interventions in its entirety.

## SUMMARY

---

The present thesis examines the application of Greek earthquake-resistant design regulations in force over the years, regarding structural interventions on existing buildings in cases of functional transformations, namely additions, modifications or changes of use. This study has been motivated by the repeal, in 2016, of Annex V of the Greek Seismic Code (E.A.K.); Annex V had entered into force in 1999 and remained from 2012 up to 2016 in parallel application with the provisions of the Interventions Regulation (KAN.EPE.). These two regulatory texts followed completely different approaches towards structural interventions. Decision ΔΝΣγ/34033/Π.Ε./ΦΝ275 (ΦΕΚ350/Β/17-2-2016) of the Ministry of Infrastructure, Transport and Networks has introduced a set of rules intended to modify Annex V of the Greek Seismic Code (E.A.K.) and replace it; this has led to clarification of possible combinations and to application of current regulations or standards, both for structural system design of a new building, as well as evaluation of an existing structure's bearing capacity or improvement thereof.

In light of the previous discussion, the present thesis considers two case studies, each corresponding to typical structural interventions on buildings. The range of hypothetical scenarios examined buildings—in theory—and intend to approximate cases submitted to Building Department services for assessment. The examination of these particular scenarios aims at bringing out the varied results obtained by application of different regulatory frameworks. The following cases will be examined:

- a) Addition of a steel-frame elevator shaft (over the respective years of validity of earthquake-resistant design regulations from 1959 to 1999), statically dependent, to a five-story residential building that has been designed in accordance with the building codes that had been in effect in 1959. The 1959 building is also evaluated under the Interventions Regulation (KAN.EPE.).
- b) Change of use of a two-story building, originally intended for residential, that has been designed in accordance with the building codes of 1959, 1984, 1992 and 1999, and has been transformed to a professional space (a nursery school) in the respective years of construction. Moreover, the worst-case scenario regarding change of use of a 1959 two-story building according to the code currently in effect is considered, that is an assessment under the Interventions Regulation (KAN.EPE.).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.

### Η ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

#### 1.1 Γενικά

Σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία η Ελλάδα, από άποψη σεισμικότητας, κατέχει την πρώτη θέση στη Μεσόγειο και την Ευρώπη καθώς και την έκτη θέση σε παγκόσμιο επίπεδο, μετά την Ιαπωνία, Νέες Εβρίδες, Περού, νησιά Σολομώντα και Χιλή<sup>1</sup>. Οι σεισμοί των τελευταίων 20 ετών, παγκοσμίως αλλά και στη χώρα μας, διατηρούν στην επιστημονική επικαιρότητα θέματα που αφορούν στην εξέλιξη του αντισεισμικού σχεδιασμού καθώς και των μεθόδων βελτιστοποίησης της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κτιρίων, έναντι μελλοντικών σεισμών. Το γεγονός δε ότι από το σύνολο των υφιστάμενων κτιρίων που υπάρχουν στην Ελλάδα, το 32% αυτών έχουν κατασκευαστεί χωρίς αντισεισμικό κανονισμό, το 46% έχουν κατασκευαστεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, το 13% έχουν κατασκευαστεί λαμβάνοντας υπόψη τις πρόσθετες διατάξεις του 1984, ενώ μόλις το 9% των κτιρίων έχουν κατασκευαστεί με τους νεώτερους αντισεισμικούς κανονισμούς Ν.Ε.Α.Κ. και Ε.Α.Κ., δημιουργεί περαιτέρω επιστημονικό ενδιαφέρον περί της επίδρασης των εν γένει δομητικών επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια.<sup>2</sup>

Είναι προφανές ότι η όποια δομητική επέμβαση, θα πρέπει να ανταποκρίνεται στις σύγχρονες απαιτήσεις σχεδιασμού, είτε στο σύνολο αυτών είτε σε καθορισμένο υποσύνολο, ανάλογα με τους κανονισμούς που έχουν εφαρμογή και ισχύουν σήμερα. Αξίζει δε να σημειωθεί ότι στην παρούσα μελέτη με τον όρο επέμβαση νοείται η όποια δομητική μεταβολή, επέλθει σε υφιστάμενη κατασκευή και η οποία κατόπιν σχετικής αποτίμησης, είτε θα οδηγήσει στην ενίσχυση αυτής είτε όχι. Συνεπώς επέμβαση είναι η κάθε μορφής τροποποίηση του αρχικού υπάρχοντος φορέα, με βάση νέες ανάγκες και ιδιότητες, που ο μηχανικός επιδιώκει να προσδώσει στο κτίριο. Κυριότερες μορφές αυτής, αποτελεί η αλλαγή χρήσης κτιρίου, η προσθήκη νέων μελών στον παλαιό φορέα και η εν γένει αλλαγή του στατικού συστήματος. Σε πολλές περιπτώσεις στην ορολογία των μηχανικών ο όρος «επέμβαση» ταυτίζεται με την «επισκευή» ή «ενίσχυση». Λόγω των νέων τροποποιήσεων των κανονισμών οι οποίοι αναφέρονται πλέον εξειδικευμένα, στους απαιτούμενους ελέγχους που πρέπει να γίνονται στο κτίριο σε περίπτωση «επέμβασης» (αλλαγή χρήσης, προσθήκες κλπ) κρίθηκε σκόπιμο εξ αρχής, να δοθούν οι απαραίτητοι ορισμοί, ώστε να αποφευχθεί, η οποιαδήποτε σύγχυση εννοιών που αναφέρονται στην παρούσα εργασία.

<sup>1</sup> ΟΑΣΠ ιστοσελίδα <http://www.oasp.gr/node/207>

<sup>2</sup> [http://portal.tee.gr/portal/page/portal/press/ENHMEROTIKO\\_DELTIO/ED-YEAR-2005/ED2346/dis-B-epantyky.pdf](http://portal.tee.gr/portal/page/portal/press/ENHMEROTIKO_DELTIO/ED-YEAR-2005/ED2346/dis-B-epantyky.pdf)

Περαιτέρω ως επισκευή και εν συνεχεία ενίσχυση νοείται το σύνολο των ενεργειών που υλοποιούνται σε μία κατασκευή, προκειμένου να βελτιωθεί η φέρουσα ικανότητά της και εν γένει η απόκρισή της, εφόσον αυτό κρίνεται απαραίτητο από την αποτίμηση που έχει προηγηθεί. Ειδικότερα ως επισκευή ορίζεται η επαναφορά μιας κατασκευής στην αρχική, προ των όποιων βλαβών, κατάσταση αυτής και οδηγεί στην επαναφορά των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων της, ήτοι αντοχή, γεωμετρία, πλαστιμότητα, στις τιμές που είχαν προτού εμφανιστεί η βλάβη. Ως ενίσχυση δε, ορίζεται η βελτίωση της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής (πλαστιμότητα ή φέρουσα ικανότητα) σε επίπεδο υψηλότερο, από εκείνο που βρισκόταν αρχικά.<sup>3</sup>

Για την εκτίμηση της αναγκαιότητας της επισκευής ή ενίσχυσης, αλλά και της ενδεικνυόμενης μεθόδου, πρέπει να αξιολογηθούν ένα σύνολο κριτηρίων. Πρώτο κριτήριο το οποίο ενδεχομένως θα καθορίσει τις περαιτέρω αποφάσεις, αποτελεί η τρωτότητα της κατασκευής και η ύπαρξη εμφανών βλαβών, που απαιτούν κατ' ελάχιστο επισκευή. Εν συνεχεία λαμβάνοντας υπόψη τη σπουδαιότητα της κατασκευής, την ηλικία της, τον υπολειπόμενο χρόνο ζωής της, αλλά και τη σχέση κόστους – οφέλους για κάθε επιλογή, εκτιμάται και προσδιορίζεται αν θα γίνει μόνο επισκευή ή και ενίσχυση και ποια μέθοδος ενδείκνυται για την περίπτωση.

Οι πρώτες προσεγγίσεις προς την κατεύθυνση της κατανόησης των χαρακτηριστικών των σεισμικών δυνάμεων και της διατύπωσης κανόνων σχεδιασμού των κατασκευών, εντοπίζονται στις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα. Ορόσημο αποτέλεσαν οι σεισμοί της Santa Barbara το 1925 και του Long Beach το 1933, στις Η.Π.Α. Τότε για πρώτη φορά, οι σεισμικές δυνάμεις ορίστηκαν ως στατικά επιβαλλόμενες οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις, ίσες με το 1/10 του συνολικού βάρους της κατασκευής. Η ιδέα της επιβολής οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων, αποτέλεσε τη βάση για τη διαμόρφωση των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Η προαναφερθείσα θεώρηση ίσχυσε για περίπου 30 χρόνια έως τις αρχές του 1960, όπου και άρχισαν να εφαρμόζονται οι κανόνες της σύγχρονης αντισεισμικής μηχανικής. Η εισαγωγή της έννοιας της ανελαστικής παραμόρφωσης και απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας που διεισδύει στην κατασκευή, παρουσιάστηκε πρώτα από τον Housner (1956, 1959), ο οποίος κατάφερε να ποσοτικοποιήσει τη

---

<sup>3</sup> Σύμφωνα με την παράγραφο 2.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.: α) με τον όρο δομητική επέμβαση νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφισταμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του. β) Με τον όρο επισκευή νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα. γ) Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

σεισμική ενέργεια που συμβάλει στην απόκριση ενός ελαστικού συστήματος, κάνοντας χρήση του φάσματος απόκρισης ταχυτήτων. Την ενέργεια αυτή θεώρησε ίση με εκείνη που απορροφάται από το ανελαστικό σύστημα, δηλαδή ίση με την ενέργεια που αντιστοιχεί στην επελθούσα βλάβη του συστήματος. Μια πιο λεπτομερής διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης ανελαστικών συστημάτων, πραγματοποιήθηκε από τους Veletsos & Newmark (1960). Στην εργασία τους υπολογίστηκε η μέγιστη απόκριση του ελαστοπλαστικού συστήματος, το οποίο συγκρίθηκε με την απόκριση του απεριορίστα ελαστικού συστήματος, ίσης ιδιοπεριόδου ταλάντωσης. Παρατηρήθηκε πως η μέγιστη ελαστική μετακίνηση για συγκεκριμένες περιοχές της ιδιοπεριόδου, είναι περίπου ίση ή μικρότερη από την μέγιστη ελαστική μετακίνηση. Η παρατήρηση αυτή οδήγησε στον κανόνα της ίσης μετακίνησης, μεταξύ ανελαστικού και ελαστικού συστήματος.

Λίγα χρόνια αργότερα οι Newmark & Hall (1969), εισήγαγαν την έννοια του ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού και οδηγήθηκαν σε ενδιαφέροντα συμπεράσματα, σχετικά με την επιρροή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, στη σχέση μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής απόκρισης, με όρους μετακίνησης, ταχύτητας και επιτάχυνσης. Για τρεις βασικές περιοχές της ιδιοπεριόδου προτάθηκαν σχέσεις υπολογισμού της μέγιστης ανελαστικής απόκρισης, έχοντας ως δεδομένη τη μέγιστη ελαστική απόκριση. Οι περιοχές αυτές ορίστηκαν ως ακολούθως: α) περιοχή χαμηλών ιδιοπεριόδων, β) περιοχή μεσαίων ιδιοπεριόδων και γ) περιοχή υψηλών ιδιοπεριόδων. Προκειμένου να περιγραφεί όσο πιο αναλυτικά γινόταν το ανελαστικό φάσμα, αναπτύχθηκε ο όρος του συντελεστή μείωσης αντοχής (strength reduction factor) ή συντελεστή συμπεριφοράς (behavior factor), ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της απαιτούμενης αντοχής προκειμένου να παραμείνει η κατασκευή στην ελαστική περιοχή απόκρισης του ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ισούται με την μέγιστη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος προς τη μετακίνηση διαρροής. Σύγχρονες μελέτες που ακολούθησαν, (Chopra & Goel 2002, Miranda & Ruiz-Garcia 2002), σύγκριναν τις μεθόδους ισοδύναμης δυσκαμψίας (Iwan 1980) με τη μέθοδο που στηρίζεται στο ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού (Newmark & Hall, 1969) και οδηγήθηκαν στο συμπέρασμα, ότι η δεύτερη είναι πιο ακριβής έναντι της πρώτης. Οι πλέον σύγχρονοι κανονισμοί αντισεισμικού σχεδιασμού όπως ο EC8, εφαρμόζουν τη μέθοδο των δυνάμεων (Force Based Design-FBD), όπου η προσομοίωση του σεισμού γίνεται με την εφαρμογή αδρανειακών δυνάμεων στις μάζες της κατασκευής. Αυτές οι δυνάμεις προκύπτουν από φασματική ανάλυση, όπου οι τεταγμένες του φάσματος έχουν διαιρεθεί με τον συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς. Ακολούθως οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων υπολογίζονται πολλαπλασιάζοντας τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση (όπου έγινε χρήση μειωμένων σεισμικών δυνάμεων) με τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , όπως ορίζει ο

κανόνας των ίσων μετακινήσεων. Η θεώρηση αυτή όμως συνδέει χονδροειδώς τα μονοβάθμια με τα πολυβάθμια συστήματα και παράλληλα αποδέχεται λανθασμένα, την καθ' ύψος κατανομή των μέγιστων παραμορφώσεων σταθερή, είτε το σύστημα βρίσκεται στην ελαστική, είτε στην ανελαστική περιοχή. Πλήθος μελετών διαχρονικά έχει αποδείξει ότι στην περίπτωση των πολυβάθμιων συστημάτων, οι μετακινήσεις υπερεκτιμώνται. Λόγω των ανωτέρω, κατέστη επιτακτική η ανάγκη ανάπτυξης μιας νέας προσέγγισης, που να επικεντρώνονται στην επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής σε σχέση με τη σεισμική επικινδυνότητα και έτσι εισάγεται για πρώτη φορά η έννοια της επιτελεστικότητας. Επιπλέον στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς εισάγονται έννοιες και ορισμοί που αφορούν στα ακόλουθα:

- Ανελαστικό φάσμα απόκρισης
- Συντελεστής πλαστιμότητας
- Φαινόμενα δευτέρας τάξης
- Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου
- Σχεδιασμός με βάση τις δυνάμεις (Force Based Design)
- Σχεδιασμός με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Based Design)

## 1.2 Ελληνικοί Αντισεισμικοί Κανονισμοί

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί παρέχουν τους θεσμοθετημένους κανόνες για ασφαλή σχεδιασμό των κατασκευών έναντι του σεισμού. Κατά τη διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού εκτιμώνται οι δυνάμεις που ασκούνται σε μια κατασκευή κατά την διάρκεια της ζωής της και υπολογίζονται τα φορτία που θα αναπτυχθούν, καθώς και η παραμόρφωση που θα υποστεί η κατασκευή, εξαιτίας της εδαφικής κίνησης στη βάση της, κατά την επενέργεια ενός σεισμού.

Ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός εμφανίστηκε στην Ιαπωνία το 1900. Πρόκειται για μια στατική μέθοδο αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία αποδίδεται στον επιστήμονα Omori, σύμφωνα με την οποία η κατασκευή θεωρείται ως απόλυτα στερεό απαραμόρφωτο σώμα κατά την κίνηση του εδάφους, οπότε σε όλα της τα σημεία η επιτάχυνση είναι ίδια με την εδαφική επιτάχυνση  $\gamma_0$  (ομοιόμορφη μεταβολή επιταχύνσεων, καθ' ύψος). Τα σεισμικά φορτία είναι ίσα με τις δυνάμεις στήριξης της κατασκευής, οι οποίες εξισορροπούνται από τις δυνάμεις αδράνειας. Η σχέση υπολογισμού των σεισμικών φορτίων εκφράζεται απλούστερα ως εξής:

$F = \varepsilon \cdot B$ , όπου  $B = M \cdot g$  το βάρος της κατασκευής και «ε» ο σεισμικός συντελεστής.

Τα κυριότερα μειονεκτήματα της παραπάνω μεθόδου ήταν οι πολλές απλουστευτικές παραδοχές, τόσο για τη στατική επίλυση του κτιρίου, όσο και για τη στατική σεισμική φόρτιση

προκειμένου να επιτευχθεί λύση, με βασικότερη τη θεώρηση του απαραμόρφωτου της κατασκευής και την ομοιόμορφη κατανομή των επιταχύνσεων, αλλά και ο εμπειρικός αρχικά προσδιορισμός του σεισμικού συντελεστή «ε». Η αναζήτηση ρεαλιστικών τιμών για το σεισμικό συντελεστή «ε», οδήγησε στη σύνταξη χαρτών με καθορισμένες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με πρώτο χάρτη το 1937 στην Αμερική και αργότερα τον Ελληνικό χάρτη του 1939, όπου ορίζονταν πέντε ζώνες ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους. Επίσης ο Α. Ρουσόπουλος τον Σεπτέμβριο του 1932 με την δημοσίευση στα Τεχνικά Χρονικά της εργασίας του, όρισε την έννοια του ελαστικού κέντρου στροφής των πλακών και τον κανόνα σύμπτωσης του ελαστικού κέντρου στροφής, με το κέντρο βάρους της κατασκευής. Την ίδια χρονιά ο Βέλγος επιστήμονας Maurice Biot στη διδακτορική του διατριβή, εφάρμοσε την ιδιομορφική ανάλυση για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης, χρησιμοποιώντας το φάσμα Fourier για τη μελέτη του συχνοτικού περιεχομένου του σεισμού. Το 1941 το φάσμα αυτό, αντικαταστάθηκε με το φάσμα απόκρισης.

Στην Ελλάδα λοιπόν το 1954 συντάχθηκε ο πρώτος Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος και εν συνεχεία το 1959, 20 χρόνια μετά την σύνταξη του πρώτου χάρτη της Ελλάδας με καθορισμένες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, συντάχθηκε και άρχισε να ισχύει ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός. Στον κανονισμό αυτό, οι περιοχές της χώρας κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες σεισμικής επικινδυνότητας και ειδικότερα στις «ασθενώς» (I), «μετρίως» (II) και «ισχυρώς» (III) σεισμόπληκτες περιοχές. Τα εδάφη κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, ήτοι μικρής (α), μέτριας (β), μεγάλης (γ) και εξαιρετικής επικινδυνότητας (δ). Ο δε συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης «ε» προκύπτει από τον συνδυασμό της σεισμικότητας της περιοχής και της επικινδυνότητας εδάφους και κυμαίνεται από 0,04 (για σεισμικότητα Ια) έως 0,16 (για σεισμικότητα ΙΙΙγ). Η σεισμική φόρτιση θεωρείται στατική και οριζόντια με ορθογωνική κατανομή, δηλαδή εφαρμόζεται στο κέντρο της αντίστοιχης μάζας, με φορά εναλλασσόμενη κατά τους κύριους άξονες και μέγεθος ίσο με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο (μόνιμο και κινητό) πολλαπλασιασμένο επί τον συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης «ε».

Λίγο αργότερα, εισάγεται και ο «ειδικός αντισεισμικός έλεγχος» για κάθε κατακόρυφο στοιχείο, με σεισμική δύναμη ίση προς το κατακόρυφο φορτίο του, πολλαπλασιασμένο με ένα συντελεστή «ε»/2. Η φασματική μέθοδος εισήχθη στους αντισεισμικούς κανονισμούς το 1970, αρχικά ως βελτίωση της στατικής μεθόδου και στη συνέχεια ως αυτοτελής μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού, από την οποία με απλοποιήσεις προκύπτει η στατική μέθοδος.

Το 1984 ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός συμπληρώθηκε με «πρόσθετες διατάξεις», η αποκλειστική εφαρμογή των οποίων άρχισε το 1985. Αναλυτικότερα εισάγεται ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής, με τον οποίο πολλαπλασιάζεται ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης «ε», για τον υπολογισμό των οριζοντίων συνιστωσών των σεισμικών δυνάμεων και πλέον θεωρείται τριγωνική η κατανομή καθ' ύψος, της συνολικής σεισμικής δύναμης που ασκείται στο κτίριο, με την μέγιστη τιμή στην κορυφή του κτιρίου. Επιπλέον εισάγεται η έννοια του κοντού υποστυλώματος, προσδιορίζονται οι «κρίσιμες» περιοχές στύλων και δοκών, οι απαιτήσεις διαμόρφωσης του κόμβου και η όπλιση της διατομής του στύλου με περίσφιξη και πολύτμητους συνδετήρες.

Το 1992 θεσπίστηκε ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.), η αποκλειστική εφαρμογή του οποίου ξεκίνησε το 1995, οπότε και τέθηκε σε ισχύ η φασματική μέθοδος ως κύρια μέθοδος ανάλυσης χωρίς περιορισμούς, ενώ εξακολούθησε να εφαρμόζεται η στατική μέθοδος υπό περιορισμούς. Ως εκ τούτου ο σεισμός αντιμετωπίζεται, πλέον ως δυναμικό φαινόμενο, εισάγεται δε η υποχρεωτική κατασκευή του αντισεισμικού αρμού μεταξύ των κτιρίων, οι ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας ανέρχονται σε τέσσερις και ορίζονται τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων. Επίσης ορίζονται ως θεμελιώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς των σχεδιαζόμενων κατασκευών, η αποφυγή κατάρρευσης, ο περιορισμός των βλαβών και η διασφάλιση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών. Επίσης εισάγεται η απαίτηση πλαστιμότητας των στοιχείων του φορέα, στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων και προσδιορίζονται «κρίσιμες περιοχές», ενώ εισάγεται ο ικανοτικός έλεγχος και ο υπολογισμός των μετακινήσεων των ορόφων και ορίζονται τα σχετικά όρια αυτών. Επιπλέον ορίζονται οι δράσεις και οι συντελεστές συνδυασμού τους.

Από το 2001 τίθεται σε εφαρμογή ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.2000), ο οποίος αποτελεί αναθεώρηση, συμπλήρωση και βελτίωση του ΝΕΑΚ, με προσαρμογή στους Ευρωκώδικες EC8 και EC7. Από τότε μέχρι σήμερα, στο αρχικό κείμενο του Ε.Α.Κ.2000 έχουν γίνει τροποποιήσεις, συμπληρώσεις και δόθηκαν διευκρινήσεις που κρίθηκαν αναγκαίες. Ειδικότερα το 2003 συμπεριλήφθηκε στον Κανονισμό ο Νέος Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Στο Χάρτη αυτό, υπάρχουν 3 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας σε αντίθεση με τον προηγούμενο στον οποίο ορίζονταν 4 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας.

Περαιτέρω από το 2012 τέθηκε σε εφαρμογή ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΦΕΚ 42/Β/2012) όπως τροποποιήθηκε και ισχύει. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. λαμβάνει υπόψη του κάποιες εκ των βασικών αρχών των παλαιότερων ελληνικών κανονισμών και εισάγει



εμφατικά την έννοια της πλαστιμότητας και της στάθμης επιτελεστικότητας. Περαιτέρω το 2014 με Κοινή Υπουργική Απόφαση με αρ.ΔΙΠΑΔ/327/30-5-1014 (ΦΕΚ 1457/Β/2014), εγκρίθηκε η εφαρμογή και χρήση των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα Εθνικά Παραρτήματα, οπότε και εφεξής ο κύριος του έργου οφείλει πλέον να επιλέγει το πλαίσιο των κανονιστικών κειμένων του σχεδιασμού και της μελέτης της φέρουσας κατασκευής του έργου, που πρόκειται να υλοποιηθεί, μεταξύ:

α) των προϋπαρχόντων κανονιστικών κειμένων δόμησης (ΕΑΚ, ΕΚΩΣ με τις τροποποιήσεις τους και τις συμπληρώσεις τους) και

β) των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα Εθνικά τους Παραρτήματα.

Εκτός από τους ελληνικούς αντισεισμικούς κανονισμούς υπάρχουν οι διεθνείς αντισεισμικοί κανονισμοί όπως ενδεικτικά αναφέρονται: US codes NEHRP (FEMA), ATC, IBC, NZ codes NZS 1170 Part 5.

### **1.3 Σύγχρονη προσέγγιση της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού υφιστάμενων δομημάτων.**

Η εξελικτική πορεία των ανωτέρω αναφερόμενων ελληνικών αντισεισμικών κανονισμών οδήγησε και στον προσδιορισμό των επιμέρους δεδομένων που χρήζουν εξέτασης-αποτίμησης κατά τη διαδικασία επέμβασης επί υφιστάμενων δομημάτων. Αρχικά σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενων δομημάτων είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς τους και ο έλεγχος των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που θεσπίζονται από τους εκάστοτε ισχύοντες Κανονισμούς. Στο παρόν εδάφιο θα αναδείξουμε τις επιμέρους παραμέτρους και μεθόδους που σύμφωνα με τους σύγχρονους ισχύοντες κανονισμούς, έχουν καθορίσει σαφώς το επιστημονικό πλαίσιο με βάση το οποίο πρέπει να εξετάζονται οι διάφορες περιπτώσεις υφιστάμενων δομημάτων. Στο επόμενο δε κεφάλαιο θα εντοπιστούν οι αντίστοιχες διαχρονικά ισχύουσες προσεγγίσεις περί αποτίμησης υφιστάμενων δομημάτων, των παλαιότερων αντισεισμικών κανονισμών.

#### **1.3.1 Επιτελεστικότητα**

Οι απαιτήσεις που θα πρέπει να ικανοποιούνται κατά τον σχεδιασμό ενός δομήματος, υπό την επίδραση συνδυασμού δράσεων μεταξύ των οποίων και τυχηματικών, όπως ο σεισμός, καθορίζονται ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας (δηλαδή την προκαθορισμένα επιθυμητή απόκριση στο σεισμό) του φέροντος οργανισμού του δομήματος. Διακρίνονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ενός δομήματος<sup>4</sup>:

<sup>4</sup> Σύμφωνα με τα οριζόμενα στην παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**«Περιορισμένες βλάβες» (Α) / Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Immediate occupancy):**

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αμελητέες. Γενικά το επίπεδο των βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία σημαντική λειτουργία να μη διακόπτεται, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά από αυτόν και να διασφαλίζεται η λειτουργία όλων των προσβάσεων από και προς την κατασκευή (κλιμακοστάσια, πόρτες κ.α.) καθώς και τα συστήματα ασφάλειας αυτής (ανελκυστήρες, πυρασφάλεια κ.α.). Επιτρέπονται δηλαδή, στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την φέρουσα ικανότητα αυτής και δεν αναπτύσσεται κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες. Στα μη φέροντα στοιχεία επιτρέπονται μικρές βλάβες, που και πάλι δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες της κατασκευής.

**«Σημαντικές Βλάβες» (Β) / Προστασία ζωής (Life safety):**

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι δε μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Οι βλάβες που αναμένονται, δεν δημιουργούν κίνδυνο για τα άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής.

**«Οιονεί κατάρρευση» (Γ) / (Structural stability):**

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες, σοβαρές ή βαριές μη επισκευάσιμες ως επί το πλείστον βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού όσο και για ένα διάστημα μετά, χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχει μειωθεί σε τέτοιο βαθμό, ώστε η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Επίσης ορίζονται δυο διαφορετικές πιθανότητες υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών ως ακολούθως:

- 1) Η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 50% εντός του χρόνου ζωής, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών.
- 2) Η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του χρόνου ζωής, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

Οι στόχοι της αποτίμησης και οι στόχοι του ανασχεδιασμού είναι οι επιθυμητές (στοχευόμενες) συμπεριφορές του δομήματος υπό δεδομένους σεισμούς σχεδιασμού. Οι ελάχιστοι στόχοι μπορούν να ορίζονται από τη Δημόσια Αρχή, ενώ μπορούν να επιλέγονται από τον κύριο του έργου υψηλότεροι στόχοι από τους ελάχιστους, ανάλογα με τα οικονομικά μέσα που διατίθενται, καθώς και τη σπουδαιότητα του κτιρίου. Η επιθυμητή/στοχευόμενη συμπεριφορά ενός υφιστάμενου δομήματος μπορεί να είναι διαφορετική από εκείνη του ανασχεδιασμένου δομήματος και συνήθως η τελευταία τίθεται υψηλότερα από εκείνη του υφιστάμενου. Ειδικότερα διακρίνονται έξι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που αποτελούν συνδυασμό τριών διαφορετικών επιθυμητών σταθμών επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και δύο διαφορετικών πιθανοτήτων υπέρβασης σεισμικής δράσης, εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών μιας κατασκευής.

**Πίνακας 1:** Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες Βλάβες (A)	Σημαντικές Βλάβες (B)	Οιονεί Κατάρρευση (Γ)
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Η επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού, συνεπάγεται τη χρήση κατάλληλα τροποποιημένων δεικτών  $q$  ή  $m$  ή ανεκτών παραμορφώσεων  $\delta_d$ .

Ο Ευρωκώδικας 8 (Μέρος 3) διαφέρει εν προκειμένω από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθώς διακρίνει τρεις οριακές καταστάσεις με πιθανότητες υπέρβασης των σεισμικών δράσεων ως ακολούθως:

- i) πιθανότητα υπέρβασης 20% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 225 περίπου ετών.
- ii) πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 περίπου ετών, όπως και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- iii) πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 2475 περίπου ετών.

**Πίνακας 2:** Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες Βλάβες (A)	Σημαντικές Βλάβες (B)	Οιονεί Κατάρρευση (Γ)
20%	Ai	Bi	Γi
10%	Aii	Bii	Γii
2%	Aiii	Biii	Γiii

Επομένως οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού διαμορφώνονται σε εννέα σε σχέση με τους αντίστοιχους έξι του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας (στάθμη επιτελεστικότητας) και σεισμού σχεδιασμού και συνεπώς κόστους κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη και την σπουδαιότητα της κατασκευής (μικρή πιθανότητα υπέρβασης σεισμού σχεδιασμού). Από την επισκόπηση των ανωτέρω, είναι προφανές ότι οι στόχοι κατά τους οποίους είναι ανεκτή η ανάπτυξη σημαντικών βλαβών ή η οιονεί κατάρρευση της κατασκευής υπό την επίδραση μεγάλης συχνότητας σεισμών, δεν μπορεί να είναι αποδεκτοί, όπως επίσης δεν μπορεί να είναι αποδεκτή, η οιονεί κατάρρευση της κατασκευής υπό την επίδραση σεισμών μέτριας συχνότητας.

Τα βασικότερα κριτήρια επιλογής της βέλτιστης στάθμης επιτελεστικότητας είναι τα ακόλουθα:

1. Η κατηγορία σπουδαιότητας στην οποία ανήκει το κτίριο. Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Σχεδιασμό (ΦΕΚ 2184/Β/1999 όπως τροποποιήθηκε με το ΦΕΚ 270/Β/2010) τα κτίρια διαχωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας.

- Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού όπως π.χ. αγροτικά οικήματα ή υπόστεγα κλπ. (κατηγορία Σ1)

- Συνήθη κτίρια όπως π.χ. κατοικίες, γραφεία, ξενοδοχεία κλπ. ( κατηγορία Σ2 )
  - Κτίρια στα οποία βρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου και κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας όπως π.χ. εκπαιδευτικά κτίρια, χώροι συνάθροισης κοινού, ειδικές βιομηχανίες κλπ. ( κατηγορία Σ3 )
  - Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού όσο και μετά από αυτόν, είναι ζωτικής σημασίας όπως νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια τηλεπικοινωνίας κλπ. ( κατηγορία Σ4 )
2. Τα διαθέσιμα οικονομικά μέσα, του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο. Κατά τη διαδικασία κρίσης του κόστους θα πρέπει να αξιολογηθεί τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό κόστος, που περιλαμβάνει π.χ. τα έξοδα συντήρησης ή τις πιθανές μελλοντικές φθορές ή βλάβες. Επιπλέον συνεκτιμάται και η οικονομική αξία του δομήματος.
3. Ο υπόλοιπος χρόνος ζωής της κατασκευής, που εξαρτάται τόσο από την ηλικία της όσο και από τη χρήση της.

Οι συνήθεις κατασκευές σπουδαιότητας Σ2 σύμφωνα με τον ΕΑΚ σχεδιάζονται με στόχο, κατά τους σεισμούς με μεγάλη συχνότητα (που είναι οι συνηθισμένοι σεισμοί μέτριας έντασης), να παρουσιάζουν περιορισμένες βλάβες και να είναι δυνατή η χρήση τους αμέσως μετά τον σεισμό, κατά τους σεισμούς με μικρή συχνότητα (μεγάλοι σπάνιοι σεισμοί) να παρουσιάζουν σημαντικές μεν βλάβες, αλλά να είναι σε θέση να προστατεύσουν την ανθρώπινη ζωή, ενώ κατά τους πολύ μεγάλους σεισμούς που παρουσιάζονται πολύ σπάνια, να είναι ανεκτή ακόμα και η κατάρρευση της κατασκευής, μιας και η μη ανοχή αυτής, θα οδηγούσε σε κατασκευές πολύ μεγάλου κόστους.

Οι κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας Σ3 κατά ΕΑΚ σχεδιάζονται με στόχο να παρουσιάζουν περιορισμένες βλάβες στους σεισμούς με μεγάλη συχνότητα και να είναι δυνατή η χρήση τους αμέσως μετά τον σεισμό, στους δε σεισμούς με μικρή συχνότητα να παρουσιάζουν σημαντικές μεν βλάβες, αλλά να είναι σε θέση να προστατεύσουν την ανθρώπινη ζωή, ενώ δεν είναι αποδεκτή η κατάρρευσή τους ακόμα και σε πολύ σπάνιους σεισμούς.

Οι κατασκευές πολύ μεγάλης σπουδαιότητας Σ4 κατά ΕΑΚ σχεδιάζονται με στόχο να παρουσιάζουν περιορισμένες βλάβες στους σεισμούς με μεγάλη συχνότητα και να είναι δυνατή η χρήση τους, αμέσως μετά τον σεισμό, δεν είναι δε ανεκτή η ανάπτυξη εκτεταμένων βλαβών και κατάρρευση αυτών σε σεισμούς με μικρή ή πολύ μικρή συχνότητα αντίστοιχα.

Η μεθοδολογία του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό και των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. (π.χ. Ευρωκώδικας 8, FEMA356, ATC-40 κλπ.)

### 1.3.2 Κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα στοιχεία

Πριν την επιλογή των κριτηρίων επιτελεστικότητας, είναι απαραίτητο να γίνει ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής που υπόκεινται σε σεισμική καταπόνηση, σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία (μέλη) που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση να διακρίνονται σε «κύρια» ή «πρωτεύοντα» και «δευτερεύοντα»<sup>5</sup>.

Ως κύρια ή πρωτεύοντα χαρακτηρίζονται τα μέλη ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλουν στην αντοχή και στην ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία, σε οποιαδήποτε διεύθυνση. Τέτοια μέλη είναι τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα κ.λ.π. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή επιμέρους φορείς όπως οι τοίχοι πλήρωσης, τα φυτευτά υποστυλώματα κ.λ.π. χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα και η συνεισφορά τους, στην ανάληψη σεισμικών δράσεων είτε είναι πολύ μικρή, είτε δεν μπορεί να καθοριστεί με βεβαιότητα λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας. Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, επιτρέπει στο μελετητή μηχανικό να διακρίνει τη συμπεριφορά, των στοιχείων που είναι κρίσιμα για την αποφυγή της κατάρρευσης λόγω σεισμού, από τη συμπεριφορά εκείνων που δεν είναι κρίσιμα. Για μια δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, οι περιορισμοί που ισχύουν για τα πρωτεύοντα στοιχεία, όσον αφορά στα μεγέθη πλαστικής στροφής και απομένουσας αντοχής, είναι πολύ αυστηρότεροι από αυτούς που ισχύουν για τα δευτερεύοντα, τα οποία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και βλάβες. Σε κάθε περίπτωση βέβαια, η ικανότητα των δευτερευόντων στοιχείων να παραλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας που φέρουν για τη μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση, πρέπει να είναι εξασφαλισμένη.

<sup>5</sup> Ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα υφίσταται τόσο στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 όσο και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ και εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών με τη μέθοδο των δυνάμεων.

### 1.3.3 Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος

Πριν από την διαδικασία σεισμικής αποτίμησης μιας κατασκευής προηγείται ανάλυση, προκειμένου να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις των στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Για το σκοπό αυτό, συγκεντρώνονται τα στοιχεία και οι πληροφορίες που χρειάζονται για τον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων και των μαζών, καθώς και εκείνα που απαιτούνται για την αναγνώριση του δομικού συστήματος και τον υπολογισμό της αντοχής, δυσκαμψίας και παραμορφωσιμότητας των μελών της κατασκευής.

Αρχικά λοιπόν γίνεται αποτύπωση του φέροντος οργανισμού καθώς και αρχιτεκτονική αποτύπωση ή χρησιμοποιείται τυχόν υπάρχουσα μελέτη, εφόσον διαπιστωθεί ότι έχει εφαρμοστεί επαρκώς. Συλλέγονται πληροφορίες σχετικά με τις φάσεις κατασκευής του δομήματος, τυχόν επεμβάσεων ή αλλαγών χρήσης και καταγράφονται τυχόν βλάβες ή φθορές του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Ειδικότερα στην περίπτωση που δεν υπάρχει διαθέσιμη στατική μελέτη ή υπάρχουν ενδείξεις ότι η εγκεκριμένη μελέτη δεν εφαρμόστηκε, τότε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτείται η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών<sup>6</sup>. Έτσι προσδιορίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του φορέα (διατομές και διάταξη οπλισμού, λεπτομέρειες όπλισης, υλικά δόμησης κ.α. και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών του φορέα, δηλαδή του σκυροδέματος, του χάλυβα και των τοίχων πλήρωσης. Τα ζητούμενα μηχανικά χαρακτηριστικά είναι, για μεν το σκυρόδεμα η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας, για δε το χάλυβα η εφελκυστική αντοχή, το όριο διαρροής και η παραμόρφωση στο μέγιστο φορτίο<sup>7</sup>. Ανάλογα με την αξιοπιστία των παραπάνω δεδομένων και λαμβάνοντας υπόψη τις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) που ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας δράσεων και ασφαλείας των υλικών. Η ΣΑΔ των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της κατασκευής καθορίζεται ανάλογα με την προέλευση των δεδομένων. Η μεγαλύτερη στάθμη αξιοπιστίας επιτυγχάνεται όταν υπάρχουν σχέδια μελέτης και αυτά έχουν αποδεδειγμένα τηρηθεί. Μετά την ανάλυση εξετάζεται εάν η κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού, οι οποίοι προκύπτουν με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Στη συνέχεια εκτιμάται αν η κατασκευή πληρεί τις απαιτήσεις της επιλεγμένης στάθμης επιτελεστικότητας και σε περίπτωση που δεν τις πληρεί, εκτιμάται ο βαθμός απόκλισης από αυτή, προκειμένου να επιλεχθεί το κατάλληλο σύστημα

<sup>6</sup>η έκταση και το πλήθος των οποίων καθορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

<sup>7</sup>Η εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος δύναται να γίνεται με έμμεσες (μη καταστροφικές) μεθόδους. Ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα οπλισμού μπορεί να γίνει οπτικά σε συνδυασμό με την εποχή κατασκευής.

ενίσχυσης, σε σχέση με την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα, τα κατασκευαστικά στοιχεία, τις τοπικές συνθήκες και το κόστος.

### 1.3.4 Μέθοδοι ανάλυσης σεισμικής απόκρισης

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα, τις βλάβες ή τις φθορές του κτιρίου, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων. Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου κτιρίου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια από τις παρακάτω μεθόδους ανάλυσης:

- i. Ελαστική ανάλυση με ενιαίο δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ) ή τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας ( $m$ ), ανάλογα με το έτος της μελέτης / κατασκευής, την ευμενή ή δυσμενή παρουσία των τοιχοπληρώσεων και τυχόν βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται ανεξαρτήτως ΣΑΔ και για στάθμη επιτελεστικότητας  $A$ .
- ii. Ανελαστική στατική ανάλυση («pushover»). Εφαρμόζεται όταν διασφαλίζεται ΣΑΔ τουλάχιστον «Ικανοποιητική». Χρησιμοποιείται και ως ανάλυση αναφοράς.
- iii. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας). Εφαρμόζεται όταν διασφαλίζεται ΣΑΔ τουλάχιστον «Ικανοποιητική».

Υπάρχουν και εμπειρικές μέθοδοι ανάλυσης, οι οποίες μπορούν να εφαρμοστούν όταν το κτίριο είναι μικρής σημασίας. Η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου ανάλυσης πρέπει να γίνεται ανάλογα με την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας.

#### ***Ελαστική ανάλυση***

Αποτελεί μέθοδο ανάλυσης, με απλοποιητικές παραδοχές που ισχύουν κατά κανόνα για τις συνήθεις κτιριακές κατασκευές κανονικού τύπου χωρίς σημαντικές ιδιαιτερότητες των δυναμικών τους χαρακτηριστικών, των οποίων η σεισμική φόρτιση προκαλεί μη γραμμικότητες του υλικού και περιορισμένες γεωμετρικές μη γραμμικότητες, ενώ η σεισμική τους απόκριση περιγράφεται ικανοποιητικά από την πρώτη τους ιδιομορφή. Βασική παραδοχή της μεθόδου αυτής είναι ότι η κατασκευή θεωρείται ως ιδεατό ελαστικό σύστημα, του οποίου η μέγιστη απόκριση υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης (φάσμα σχεδιασμού με  $q=1$ ). Η σεισμική φόρτιση σχεδιασμού της κατασκευής  $P_d$  λαμβάνεται ίση με  $P_d=P_e/q$ , όπου  $P_e$  είναι η μέγιστη σεισμική φόρτιση που θα παραλάβει η κατασκευή και  $q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής. Θεωρείτε δηλαδή ότι η κατασκευή μπορεί να σχεδιαστεί με μικρότερη φόρτιση, από εκείνη που αναμένεται να παραλάβει, λόγω της δυνατότητάς της να παραμορφωθεί αρκετά πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς να καταρρεύσει. Από τον ΕΑΚ προβλέπεται η



εφαρμογή δύο προσεγγιστικών μεθόδων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό με την ισοδύναμη στατική ελαστική ανάλυση:

(i) Η (δυναμική) φασματική μέθοδος

(ii) Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος, γνωστή και ως ισοδύναμη στατική μέθοδος από παλαιότερες εκδόσεις του ΕΑΚ.

### ***Δυναμική φασματική μέθοδος***

Η δυναμική απόκριση μιας κατασκευής είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με τον τρόπο προσομοίωσης της σεισμικής διέγερσης και των χαρακτηριστικών της. Είναι γεγονός ότι ο σεισμός αποτελεί έναν ξεχωριστό τύπο φόρτισης, εξαιτίας των ιδιαίτερων αβεβαιοτήτων σχετικά με τη φύση και τη δράση του. Ο μελετητής μηχανικός εστιάζει τόσο στην εκτίμηση των χαρακτηριστικών του αναμενόμενου σεισμού με βάση τα γνωστά σεισμολογικά, γεωτεχνικά και εδαφολογικά δεδομένα, όσο και στο μηχανισμό δράσης του, πάνω στις κατασκευές. Η σεισμική δράση αποδίδεται ως μια δυναμικά επιβαλλόμενη μετακίνηση που οδηγεί την κατασκευή στην εκτέλεση μιας εξαναγκασμένης ταλάντωσης. Με κέντρο τη σεισμική εστία, η ταλάντωση διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με τη μορφή κυμάτων χώρου. Τα κύματα αυτά διακρίνονται στα επιμήκη P και στα εγκάρσια S. Τα πρώτα είναι κύματα πίεσεως-ελκυσμού, τα δεύτερα είναι διατμητικά με μεγαλύτερη περίοδο και πλάτος ταλάντωσης. Στις περιοχές ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων τα παραπάνω κύματα ανακλώνται, διαθλώνται και δημιουργούν τα επιφανειακά κύματα L, φτάνοντας στην επιφάνεια. Τα κύματα αυτά διακρίνονται σε κύματα Reyleigh (R-κύματα) και τα κύματα Love (Q-κύματα). Με τη σύνθεση όλων των παραπάνω κυματισμών προκύπτει η τελική κίνηση σε τυχόν σημείο της επιφάνειας του εδάφους, η οποία μπορεί να αναλυθεί σε τρεις συνιστώσες, δυο οριζόντιες και μια κατακόρυφη. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες είναι ισότιμες και σαφώς μεγαλύτερες από την κατακόρυφη, εκτός από την περιοχή του επίκεντρου.

Αναλυτικότερα, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, τα επιφανειακά κύματα προκαλούν μια κίνηση του εδάφους και της θεμελίωσης της κατασκευής με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από μια αρχική θέση ηρεμίας. Η δόνηση και κατ' επέκταση η ενέργεια που μεταφέρεται από το μητρικό πέτρωμα στη θεμελίωση ενισχύεται ή απομειώνεται ανάλογα με τα χαρακτηριστικά των επάλληλων εδαφικών στρώσεων που παρεμβάλλονται. Στην πραγματικότητα δηλαδή, ερευνάται η σεισμική συμπεριφορά του συμπλέγματος, έδαφος – θεμελίωση – ανωδομή κατασκευής. Λαμβάνουμε υπόψη τα επιταχυνσιακά μεγέθη της κίνησης, διότι η επιτάχυνση ενεργοποιεί τις μάζες οι οποίες αναπτύσσουν αδρανειακές δυνάμεις. Η αδράνεια της μάζας της ανωδομής οδηγεί στην ύπαρξη δύο διαφορετικών ταλαντώσεων μεταξύ βάσης και μάζας. Κατά συνέπεια,

προκύπτουν σχετικές παραμορφώσεις και εντάσεις, οι οποίες αποτελούν τις εσωτερικές αντιδράσεις της κατασκευής και εξαρτώνται από την ακαμψία και την αντοχή της. Η εδαφική κίνηση στα διάφορα σημεία, κατά το σεισμό, παρουσιάζεται υπό τη μορφή επιταχυνσιογραφήματων, τα οποία εκφράζουν τις επιταχύνσεις των σημείων συναρτήσει του χρόνου. Κατ' αναλογία, αναφερόμαστε σε δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη συνιστώσα της κίνησης με τη μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση να είναι ίση περίπου με τα 2/3 της μέγιστης οριζόντιας. Οι αντίστοιχες ταχύτητες και μετακινήσεις των σημείων προκύπτουν με διαδοχική ολοκλήρωση των επιταχύνσεων.

Σε ένα επιταχυνσιογράφημα διακρίνονται οι εξής περιοχές :

- η πρώτη με τις πολύ μικρές τεταγμένες, που αντιστοιχεί στα ταχύτερα διαδιδόμενα επιμήκη P-κύματα.
- η δεύτερη η οποία αρχίζει με την άφιξη των εγκάρσιων S-κυμάτων με αποτέλεσμα την απότομη αύξηση των τεταγμένων. Η απόσταση της εστίας από το σημείο καταγραφής υπολογίζεται από τη διαφορά των χρόνων αφίξεως των προαναφερθέντων κυμάτων.
- η τρίτη περιοχή που ξεκινάει με την άφιξη των επιφανειακών L-κυμάτων και εμφανίζει τις μεγάλες τεταγμένες.

Τα επιταχυνσιογραφήματα δίνουν τη δυνατότητα της κατασκευής των φασμάτων απόκρισης. Μέσω αυτών, δίνεται μια ποσοτική έκφραση των σεισμικών φορτίων σε κάθε κατασκευή σε συνάρτηση με τις μηχανικές της ιδιότητες. Φάσμα απόκρισης είναι το διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη απόκριση όλων των απλών ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση σε κάποιον σεισμό. Στον οριζόντιο άξονα τοποθετείται η ιδιοπερίοδος του ταλαντωτή και στον κατακόρυφο η απόλυτη τιμή της επιτάχυνσης για  $SA(T,\zeta)$  ή η σχετική ταχύτητα και μετακίνηση για  $SV(T,\zeta)$  και  $SD(T,\zeta)$  αντίστοιχα. Είναι σύνηθες να κατασκευάζονται στο ίδιο διάγραμμα φάσματα απόκρισης που αντιστοιχούν σε διαφορετικούς συντελεστές απόσβεσης. Προφανώς, η αύξηση της απόσβεσης οδηγεί σε μείωση των τιμών των φασματικών μεγεθών. Γενικά, για  $\zeta < 20\%$  ισχύει:

$$SA = PSA = \omega^2 SD$$

$$SD = PSV = \omega SD$$

όπου PSA είναι η ψευδοφασματική επιτάχυνση και PSV η ψευδοφασματική ταχύτητα.

Όμως στον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών, δεν γίνεται να χρησιμοποιηθούν τα πρωτογενή φάσματα απόκρισης, κυρίως γιατί αφορούν σε κάποιο παλαιότερο σεισμικό επεισόδιο, εξαρτώνται από τα ειδικά χαρακτηριστικά της περιοχής καταγραφής και αναφέρονται σε ένα συγκεκριμένο σεισμό με πολύ μικρή πιθανότητα επανεμφάνισης. Ως εκ τούτου τα φάσματα απόκρισης υποβάλλονται σε ιδιαίτερη επεξεργασία, για να οδηγούν αφενός σε

γενικότερα συμπεράσματα σχετικά με ευρύτερες περιοχές και αφετέρου για να ληφθεί υπόψη και η ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών. Η επεξεργασία αυτή παράγει το τυπικό ή αλλιώς χαρακτηριστικό φάσμα βάσει της πιθανοτικής θεωρίας της ασφάλειας των κατασκευών και τελικά το φάσμα σχεδιασμού συγκεκριμένης κατασκευής. Το φάσμα σχεδιασμού δεν αντιστοιχεί σε κάποια πραγματική διέγερση, αλλά είναι αντιπροσωπευτικό των χαρακτηριστικών μιας σειράς διαφορετικών διεγέρσεων με καθορισμένη πιθανότητα μη υπέρβασης και προκύπτει ως περιβάλλουσα πραγματικών μετακινήσεων. Ορίζεται μέσω κάποιων απλών συναρτήσεων και παραμέτρων, για διάφορες περιοχές ιδιοπεριόδων του ταλαντωτή. Τα φάσματα ταχυτήτων και μετακινήσεων προκύπτουν από το φάσμα επιταχύνσεων με την χρήση των παρακάτω εξισώσεων:

$$SV = \frac{SA}{\omega}$$

$$SD = \frac{SA}{\omega^2}$$

Τα προαναφερθέντα φάσματα ονομάζονται ελαστικά διότι στηρίζονται στην υπόθεση της γραμμικά ελαστικής συμπεριφοράς του μονοβάθμιου συστήματος. Στην πραγματικότητα όμως η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δεν είναι ελαστική, αλλά ανελαστική. Προκειμένου λοιπόν τα σεισμικά φορτία να είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα, απαιτείται η δημιουργία ανελαστικών φασμάτων απόκρισης, λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Μετά την κατασκευή αυτών των φασμάτων θα πρέπει να γίνει στατιστική επεξεργασία για να ληφθούν τα τελικά τυπικά φάσματα, όπως και στην περίπτωση των ελαστικών φασμάτων. Μια από τις κυριότερες διαφορές μεταξύ ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων είναι ότι σε αντίθεση με τα ελαστικά φάσματα, τα ανελαστικά δεν μπορούν να εφαρμοστούν άμεσα για τα πολυβάθμια συστήματα. Αυτό συμβαίνει διότι στην ανελαστική περιοχή δεν ισχύει ούτε η αρχή της αναλογίας ούτε η αρχή της επαλληλίας. Για να προκύψει το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού, οι τιμές του διορθωμένου ελαστικού φάσματος διαιρούνται με το συντελεστή  $q$ , ο οποίος ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς. Αναλυτικά οι σχέσεις από τις οποίες προκύπτουν τα φάσματα σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές των ιδιοπεριόδων δίνονται στον ΕΑΚ και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 ως ακολούθως:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$  το ελαστικό φάσμα απόκρισης

$T$  η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$a_g$  η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \eta \cdot a_{gR}$ )

$T_B$  η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$S$  ο συντελεστής εδάφους

$\eta$  ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

$$\text{με } \eta = \sqrt{\frac{0.10}{\zeta + 0.05}} \geq 0.55$$

Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι				
Έδαφος	S	$T_B(\text{sec})$	$T_C(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων  $T_1$  και  $T_2$  προκύπτουν με βάση την κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης, ενώ οι τιμές των συντελεστών « $\eta$ » δίνονται από τον αντισεισμικό κανονισμό ανάλογα με την κατασκευή. Επίσης η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης εξαρτάται από τη Ζώνη Σχεδιασμού στην οποία βρίσκεται το κτίριο. Τέλος η τιμή του συντελεστή  $\beta_0$  είναι ίση με 2,5 και εκφράζει την φασματική ενίσχυση. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής εδαφικής διέγερσης, αντιστοιχούν στο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης  $\Phi_d$ , το οποίο είναι αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας διαφόρων σεισμικών δονήσεων. Χρησιμοποιείται μόνο στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και με την προϋπόθεση ότι ο υπολογισμός της απόκρισης πραγματοποιείται σύμφωνα με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Για την «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση στη μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς χρησιμοποιούνται τα «φάσματα σχεδιασμού» που προκύπτουν από τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων. Ιδιαίτερη σημασία για την ανελαστική απόκριση έχει ο δείκτης συμπεριφοράς  $q$  της κατασκευής, ο οποίος

εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής της. Εξαρτάται από την υπερστατικότητα, τη διαθέσιμη πλαστιμότητα και την υστερητική απόσβεση. Πρόκειται για ένα συντελεστή με υψηλό δείκτη αβεβαιότητας, εξαιτίας του αριθμού των παραμέτρων που τον επηρεάζουν. Θεωρητικά, όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, τόσο πιο πολύ επιτρέπεται στην κατασκευή να παραμορφωθεί μετά το όριο ελαστικότητας. Μέσω του φάσματος σχεδιασμού, προσδιορίζουμε το σεισμικό φορτίο μέχρι το οποίο η κατασκευή σχεδιάζεται για ένταση που προκύπτει για ισοδύναμη ελαστική συμπεριφορά, οι δε πραγματικές μετακινήσεις θεωρούνται ότι είναι  $q$  φορές μεγαλύτερες των ελαστικών. Για ένα γραμμικό σύστημα η σχέση μεταξύ της πλευρικής δύναμης  $f_s$  και της προκύπτουσας παραμόρφωσης  $u$  είναι γραμμική δηλαδή  $f_s = ku$

### ***Απλοποιημένη φασματική / ισοδύναμη στατική μέθοδος***

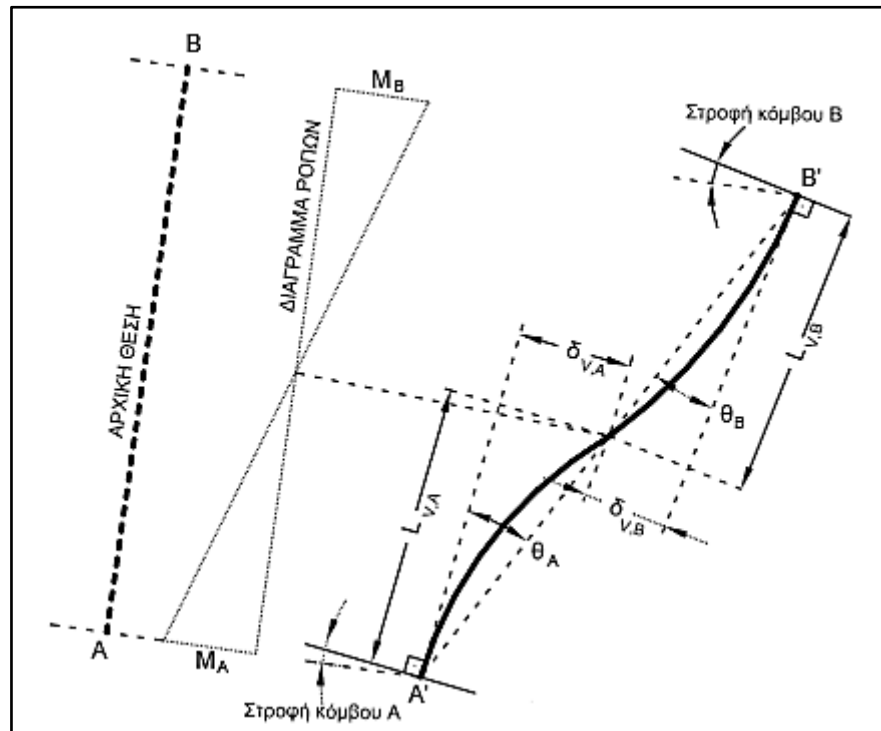
Η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, επιτρέπεται για στάθμες επιτελεστικότητας  $B$  ή  $\Gamma$  όταν ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι συνθήκες:

- Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει  $\lambda \leq 2,5$ , ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει  $\lambda > 2,5$  και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου  $T_0$  είναι μικρότερη του  $4T_c$  ή  $2s$ .
- Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1,5 (με εξαίρεση τον τελευταίο όροφο και τα προσαρτήματα).
- Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο.
- Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.
- Η προσομοίωση κτιρίων γίνεται με θεώρηση «ελαστικής» δυσκαμψίας και ιξώδους απόσβεσης που να αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή των στοιχείων.

### ***Ανελαστική στατική ανάλυση «pushover»***

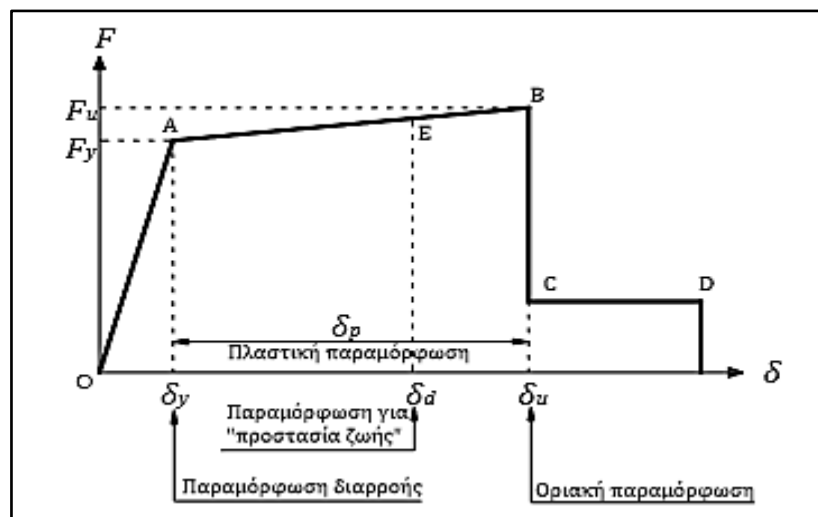
Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων, συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των

μελών. Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Ειδικότερα για το σκυρόδεμα, λόγω του ότι οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, χρησιμοποιείται ο ανελαστικός νόμος ροπής κάμψης – γωνία στροφής χορδής ( $M-\theta$ ).

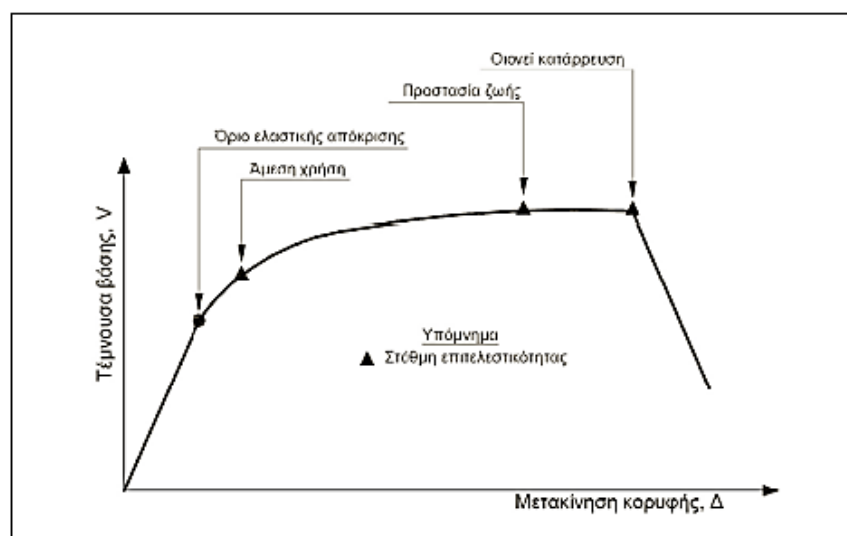


Εικόνα 1-1: Ορισμός στροφής χορδής

Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία διαφορετικών κατανομών καθ' ύψος, τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μίας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει ότι η καμπτική αστοχία προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση φορτίου – παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία. Οι καμπύλες αυτές περιλαμβάνουν την φάση εξασθένισης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντοχή του και έχουν την παρακάτω μορφή:



Εικόνα 1-2: Διάγραμμα συμπεριφοράς

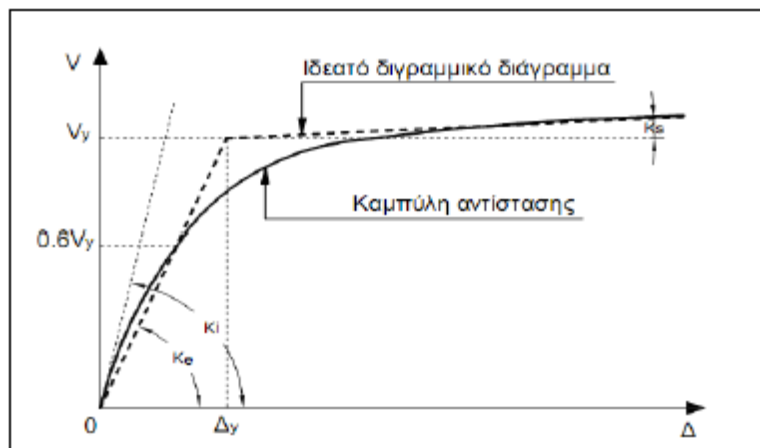


Εικόνα 1-3: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

Από την ανάλυση του προσομοιώματος κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης, του κτιρίου και της μετατόπισης κορυφής  $\delta$ . Με βάση αυτή την καμπύλη γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Ωστόσο για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, απαιτείται η αντικατάσταση της καμπύλης αντίστασης από μία εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία, και η αντίστοιχη τέμνουσα διαρροής. Η στοχευόμενη μετατόπιση της κατασκευής υπολογίζεται για δεδομένη περίοδο επαναφοράς του σεισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κεφάλαιο 5§5.7.4). Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής, σημειώνεται πάνω στην καμπύλη το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας και συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη για

τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης βασίζεται στη θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Εν συνεχεία παρατίθενται συνοπτικά τα βήματα εφαρμογής της μεθόδου:

**Βήμα 1:** Διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.4) Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος με δυσκαμψία, η οποία επιλέγεται κατά την κρίση του μηχανικού και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία, διέρχεται από το σημείο όπου η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια. Προσδιορίζεται η ισοδύναμη ελαστική αντίσταση  $K_e$ , ως η κλίση της ευθείας που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο της καμπύλης αντίστασης, που αντιστοιχεί σε τέμνουσα ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής  $V_y$ . Τελικά, η τέμνουσα διαρροής αντιστοιχεί στο σημείο τομής των δύο ευθειών, που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.



Εικόνα 1-4: Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης

**Βήμα 2:** Προσδιορισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου  $T_e$ .

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος για ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής  $K_e$ , υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.5):

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}$$

όπου  $T$  η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση,  $K_o$  η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία και  $K_e$  η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία η οποία υπολογίζεται ως ανωτέρω.

**Βήμα 3:** Εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης

Για δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.4.2):



$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} Se(T)$$

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών αναφέρονται στην αντίστοιχη παράγραφο του Κανονισμού.

Είναι σημαντική η επιλογή της εκάστοτε μεθόδου διότι διαφορετικοί κανονισμοί επιτάσσουν διαφορετικές μεθόδους επίλυσης. Για παράδειγμα οι παλαιότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί επιτάσσουν τη χρησιμοποίηση της ισοδύναμης στατικής ελαστικής μεθόδου (η λιγότερο ακριβής και η πιο απλοποιημένη από τις προαναφερθείσες) ενώ ο Ε.Α.Κ. εισάγει την έννοια της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Ο Ευρωκώδικας 8 θεωρεί ως απαραίτητη τη χρήση της δυναμικής φασματικής μεθόδου και κάνει αναφορά στην Pushover ενώ ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. εκτιμά πως σε κάθε περίπτωση η Pushover είναι απαραίτητη για την αποτίμηση του εκάστοτε κτιρίου.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΠΟΥ ΑΦΟΡΟΥΝ ΔΟΜΗΤΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ**

### **2.1 Γενικά**

Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται η συγκριτική αξιολόγηση των ελληνικών αντισεισμικών κανονισμών μέσα από την ανάδειξη των επιμέρους νομοθετημάτων, εγκυκλίων, παραρτημάτων που ίσχυσαν διαχρονικά και ενέταξαν στις διατάξεις τους, τα διατιθέμενα επιστημονικά εργαλεία που αναλύθηκαν ανωτέρω. Επίσης παρατίθενται στοιχεία από τους επικουρικούς κανονισμούς (όπως ο κανονισμός φορτίσεων κλπ) που σε συνδυασμό με τους αντισεισμικούς, εφαρμόστηκαν για τη εκπόνηση μελετών κτιρίων που έχουν υποστεί δομητικές επεμβάσεις από το 1940 μέχρι και σήμερα. Σκοπός του παρόντος είναι να αναδειχθούν κατά κύριο λόγο οι βελτιωτικές τροποποιήσεις, που έχουν επέλθει στους αντισεισμικούς κανονισμούς και η απορρέουσα από την εφαρμογή τους, διαχρονική αναβάθμιση του υλοποιούμενου κτιριακού δυναμικού. Έμφαση δίνεται στα ισχύοντα για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς αυτά αποτελούν την πλειονότητα των οικοδομών στην Ελλάδα. Η ανωτέρω αξιολόγηση των κανονισμών υπό αυτό το πρίσμα, υλοποιείται με αφορμή την έγκριση της Απόφασης του Υπουργείου Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων με Αριθμ. ΔΝΣγ/34033/Π.Ε./ΦΝ275/2016 (ΦΕΚ350/Β/17-2-2016), με την οποία αντικαθίσταται και τροποποιείται το παράρτημα Ε' του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ.), όπως ίσχυε μέχρι το 2016, (σύμφωνα με την Απόφαση με αριθ. Δ17α/141/3/ΦΝ275/15-12-1999) το οποίο ρύθμιζε τα θέματα που αφορούν στις εξεταζόμενες, στην παρούσα εργασία, επεμβάσεις.

Πριν την έκδοση της εν λόγω Απόφασης του 2016 υπήρχε ένα ασαφές κανονιστικό πλαίσιο, όσον αφορά στην αποτίμηση και αξιολόγηση της στατικής επάρκειας των κτιρίων που πρόκειται να υποστούν δομητική επέμβαση, με πιο χαρακτηριστική περίπτωση, την αλλαγή χρήσης ενός οικοδομήματος που είχε σχεδιαστεί στο παρελθόν με βάση άλλα φορτία από εκείνα της αρχικής του χρήσης, αλλά και διαφορετικά κανονιστικά όρια. Στο κεφάλαιο αυτό θα περιγραφούν τα κρίσιμα σημεία των προγενέστερων κανονισμών και ακολούθως θα γίνει ανάλυση των κυριότερων παραμέτρων, των μεταγενέστερων. Η θεωρητική επισκόπηση των κανονισμών, θα συνδράμει στη συγκριτική αξιολόγηση των μελετών περίπτωσης που εξετάζονται στα Κεφάλαια 4 και 5, δύο κτιρίων υποθετικά υλοποιημένων με παλαιότερους κανονισμούς, διαφορετικών χρονικών περιόδων, τα οποία για λόγους λειτουργικότητας, έχρηζαν είτε αλλαγής χρήσης, είτε προσθήκης σε μεταγενέστερο χρόνο της υλοποίησής τους και ως εκ τούτου ήταν υποχρεωτική η αποτίμησή τους με νεώτερους κανονισμούς.

## 2.2 Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων Β.Δ. 10-12-1945 (ΦΕΚ 325/Α/1945 όπως τροποποιήθηκε με το ΦΕΚ 171/Α/1946)

Επιγραμματικά αναφέρονται τα φορτία του εν λόγω κανονισμού, που λαμβάνονταν υπόψη κατά τον αρχικό υπολογισμό ενός κτιρίου :

### 2.2.1 Ίδια βάρη κατασκευών-Μόνιμα φορτία

#### Φαινόμενα βάρη τοίχων και σκυροκονιαμάτων

A/A		Τιμή εφαρμογής
1	Οπτόπλινθων διάτρητων (των έξι οπών) (1350-1550)	1400 kg/m <sup>3</sup>
2	Πλινθοδομές δρομικές δι'οπτ/νθων διάτρητων των έξι οπών d=14cm	210 kg/m <sup>2</sup>
3	Πλινθοδομές μπατικές δι'οπτ/νθων διάτρητων των έξι οπών d=24cm	360 kg/m <sup>2</sup>

Στα ανωτέρω αναφερόμενα βάρη πλινθοδομών περιλαμβάνεται και το βάρος των εκατέρωθεν επιχρισμάτων. Οι σε παρένθεση αριθμοί δηλώνουν με τη μεγαλύτερη κατά το δυνατόν προσέγγιση το αντίστοιχο συνολικό πάχος πλινθοδομής μετά των επιχρισμάτων.

A/A		Τιμή εφαρμογής
1	Σκυροκονιάματα εξ ασβεστολιθικών ή γρανιτικών υλικών (300kg τσιμέντου ανά m <sup>3</sup> ) 1800-2400	2200 kg/m <sup>3</sup>

#### Βάρη επιστρώσεων δαπέδων

A/A		Τιμή εφαρμογής
1	Μωσαϊκό πάχους 2,5-3 cm	80kg/m <sup>2</sup>
2	Μωσαϊκό πάχους 2,5-3cm επί κισσηροκονιάματος πάχους 7 cm	180 kg/m <sup>2</sup>

A/A		Τιμή εφαρμογής
1	Διά πλακών τσιμεντένιων ή μωσαϊκών πάχους 2cm	180kg/m <sup>2</sup>
2	Δια πλακών μαρμάρινων πάχους 3 cm επί κισσηροκονιάματος ή σκυροκονιάματος πάχους 5cm	200 kg/m <sup>2</sup>

## 2.2.2 Μεταβλητά φορτία

### Τιμές κινητών φορτίων δαπέδων

A/A		Τιμή εφαρμογής
1	Κλίμακες και πλατύσκαλα σε κατοικίες αίθουσες διαλέξεων και διδασκαλίας	350 kg/m <sup>2</sup>
2	Αίθουσες συγκεντρώσεως, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες χορού ή γυμναστικής, αμφιθέατρα με ορισμένες θέσεις. Διάδρομοι προς αίθουσες συγκεντρώσεως, διαλέξεων, διδασκαλίας κλπ. Εξώστες και θεωρεία.	500kg/m <sup>2</sup>

Κατά τον υπολογισμό των φερόντων στοιχείων οικοδομικών έργων (στύλων, δοκών, τοίχων, θεμελίων κ.λ.π.) επιτρέπεται η μείωση του συνολικού μεταβλητού φορτίου, που προκύπτει από την άθροιση των εκ των ορόφων μεταβιβαζόμενων μεταβλητών φορτίων. Κατά τη μείωση αυτή τα μεταβλητά φορτία των τριών πρώτων υπερκειμένων ορόφων λαμβάνονται στο ακέραιο, τα δε των λοιπών υπερκειμένων μειώνονται κατά το ποσοστό που φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα. Για την περίπτωση ίσων κατ' όροφο μεταβλητών φορτίων στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζεται ο συντελεστής μείωσης του συνολικού μεταβλητού φορτίου (όλων των φορτιζόμενων ορόφων).

### Μειώσεις κινητών φορτίων

Όροφοι	1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	6ος	7ος	8ος	9ος	10ος
Ποσοστό μείωσης κατ' όροφο %	0	0	0	20	40	60	80	80	80	40
Συντ. μείωσης	1	1	1	0,95	0,88	0,80	0,74	0,65	0,60	0,60

### 2.3. Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ. 18/26-7-1954 (Φ.Ε.Κ. 160/Α/1954).

Τα στοιχεία και οι έλεγχοι του ως άνω κανονισμού που λαμβάνονται υπ' όψη κατά τον αρχικό υπολογισμό του κτιρίου και έχει σημασία να αναφερθούν είναι το σκυρόδεμα το οποίο εντάσσεται σε ποιότητες βάση της τάσεως θραύσης του κυβικού δοκιμίου διαστάσεων 20cmx20cmx 20cm στις παρακάτω κατηγορίες:

Αντοχές κατηγοριών σκυροδέματος

A/A	Κατηγορία σκυροδέματος	Αντοχή σε θλίψη (kg/cm <sup>2</sup> )
1	B 120	120
2	B 160	160
3	B 225	225
4	B 300	300

Τα χαρακτηριστικά των χαλύβδινων οπλισμών του σκυροδέματος δίνονται από συγκεκριμένο άρθρο, στο οποίο παρέχονται πληροφορίες σχετικά με τη δυνατότητα συγκόλλησης των χαλύβων. Η κατηγορία StIII παρουσιάζει βελτιωμένες αντοχές και αυτό οφείλεται στην αύξηση της ποσότητας του άνθρακα στο κράμα, έχει όμως δυσμενείς επιπτώσεις στη συγκολλησιμότητα και την ψαθυρότητά του. Ο δε χάλυβας StIII επιτρέπεται να συγκολληθεί υπό προϋποθέσεις. Τα δεδομένα αυτά πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη, όσον αφορά στη δυνατότητα συγκόλλησης του νέου με τον υπάρχοντα οπλισμό.

Αντοχές κατηγοριών χάλυβα

Κατηγορία	Ενδείξεις	Διάμετρος mm	Ελάχιστο όριο διαρροής kg/cm <sup>2</sup>	Αντοχή εφελκυσμού kg/cm <sup>2</sup>
I	Χάλυψ I		2200	3400-5000
IIα	Χάλυψ II	<=18	3600	5000-6200
IIα	Χάλυξ II	>18	3400	5000-6400
IIβ	Ειδ. Χάλυψ II	<=18	3600	>=5000
IIβ	Ειδ. Χάλυψ II	>18	3400	>=5000
IIIα	Χάλυψ III	<=18	4200	>=5000
IIIα	Χάλυψ III	>18	4000	>=5000
IIIβ	Ειδ. Χάλυψ III	<=18	4200	>=5000
IIIβ	Ειδ. Χάλυψ III	>18	4000	>=5000
IVα	Χάλυψ IV		5000	-
IVβ	Ειδ. Χάλυψ IV		5000	-

Περαιτέρω οι οπλισμοί των ανοιγμάτων των δοκών και των πλακών, αν είναι εφικτό, πρέπει να αγκυρώνονται στη θλιβόμενη περιοχή της έδρασής τους. Το δε μήκος της αγκύρωσής τους είναι:

$$\alpha = 0,4 \frac{2}{3} \left( \frac{\sigma_{επ}}{\tau_i} \right) \left( \frac{F_e}{u} \right) \quad \text{σε θλιβόμενη ζώνη}$$

$$\alpha = 0,6 \frac{2}{3} \left( \frac{\sigma_{επ}}{\tau_i} \right) \left( \frac{F_e}{u} \right) \quad \text{σε εφελκυστική ζώνη}$$

Η επικάλυψη των οπλισμών από σκυρόδεμα σε πλάκες, με ή χωρίς νευρώσεις, είναι 1,00cm και σε κάθε άλλο στοιχείο της κατασκευής 1,50cm. Κατά τους υπολογισμούς παραμορφώσεως η τιμή του λόγου των μέτρων ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος θα λαμβάνεται ίση με 10, τιμή η οποία αντιστοιχεί σε μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_c = 21 \cdot 10^4 \text{ Kg/cm}^2$ . Κατά τους υπολογισμούς τάσεων παραμορφώσεων υπό απλή ή σύνθετη κάμψη η τιμή του λόγου των μέτρων ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος θα λαμβάνεται ίση με 15. Κατά τον έλεγχο λοξού εφελκυσμού συνεπεία της ταυτόχρονης επενέργειας κάμψεως και διατμήσεως οι τάσεις ελέγχονται σύμφωνα με την σχέση:

$$\tau_o = \frac{Q}{b_o z}$$

Οι δε επιτρεπόμενες τάσεις σκυροδέματος και οπλισμού δίνονται από τον σχετικό πίνακα του διατάγματος, λαμβάνοντας υπόψη το είδος του έργου, τον τρόπο επιβάρυνσης καθώς και το υλικό και την περιοχή εφαρμογής.

Ως ελάχιστο πάχος πλάκας ορίζεται:

- Για πλάκες στεγών, 6cm
- Για πλάκα πατωμάτων, 7cm
- Για πλάκα που διέρχονται τροχοφόρα, 12cm

Επίσης το στατικό ύψος  $h$  της πλάκας δεν πρέπει να είναι μικρότερο, για συνεχή πλάκα, του  $1/35$  της μέγιστης αποστάσεως του μηδενισμού ροπών. Ο υπολογισμός των ροπών κάμψεως για πλάκες οπλισμένες κατά μια διεύθυνση δίνεται από τους τύπους:

$$\text{Στη στήριξη: } M' = M - \frac{b_o V}{8}$$

Στο άνοιγμα:

$$\text{Για ακραία ανοίγματα: } \max M = q \frac{l^2}{11}$$

$$\text{Για εσωτερικά ανοίγματα: } \max M = q \frac{l^2}{18}$$

Ως θεωρητικό άνοιγμα των δοκών ή πλακοδοκών θα λαμβάνεται :

- Επί δοκών με πλάκα εκατέρωθεν:  $b = 12d + 2b_s + b_o$
- Επί δοκών με πλάκα προς το ένα μέρος  $b = 4,5d + 2b_s + b_1$

Η μικρότερη των πλευρών διατομή υποστυλώματος, δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερη των 25 cm. Επίσης η διάμετρος του οπλισμού των υποστυλωμάτων δεν επιτρέπεται να είναι

μικρότερη των 14mm. Ο κατά μήκος οπλισμός των υποστυλωμάτων πρέπει να περιβάλλεται από συνδετήρες των οποίων η αξονική απόσταση  $e$  να ικανοποιεί τη σχέση:

$$e \leq d \text{ και } e \leq 12\Phi$$

όπου  $\Phi$  η μικρότερη διάμετρος του οπλισμού

και  $d$  η μικρότερη διάσταση της διατομής

Το επί της διατομής  $F_b$  ποσοστό του κατά μήκος οπλισμού, θα περιλαμβάνεται μεταξύ των ορίων του ακόλουθου πίνακα:

Οριακές τιμές οπλισμού υποστυλωμάτων απλώς θλιβόμενων			
IVα		IVβ	
$h_s/d$	Ελάχιστο διατομής οπλισμού	Ποιότητα σκυροδέματος	Μέγιστο διατομής οπλισμού
$\leq 5$	0,005 $F_b$	B120, B160	0,03 $F_b$
$\geq 10$	0,008 $F_b$	B225, B300	0,06 $F_b$

Όταν σε υποστυλώματα υποκείμενα σε κεντρική θλίψη, συμβαίνει ο λόγος του μήκους λυγισμού προς τη μικρότερη πλευρά  $d$  να μην υπερβαίνει τον αριθμό 15 τότε δεν απαιτείται έλεγχος σε λυγισμό. Στην περίπτωση αυτή το επιτρεπόμενο φορτίο του υποστυλώματος υπολογίζεται με την εφαρμογή του τύπου:

$$P_{\varepsilon\pi} = \frac{1}{3} (K_b F_b + \sigma_s F_e)$$

## 2.4 Αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων 1959 (Β.Δ. 19/26-2-1959, ΦΕΚ36/Α/1959)

Στο χρονικό διάστημα μεταξύ 1947 έως 1957 συνέβησαν στον ελλαδικό χώρο μια σειρά από καταστροφικούς σεισμούς όπως εμφανίζονται στον ακόλουθο πίνακα. Αυτή η έντονη δραστηριότητα επηρέασε την πολιτεία και τον τεχνικό κόσμο της χώρας, ώστε να θεσμοθετηθεί ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός.

Σημαντικότεροι σεισμοί από το 1940 έως το 1960			
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	ΠΕΡΙΟΧΗ	ΜΕΓΕΘΟΣ	ΘΥΜΑΤΑ
6 Οκτωβρίου 1947	Μεσσηνία	7,0	3
22 Απριλίου 1948	Λευκάδα	6,5	10
23 Ιουλίου 1949	Χίος	6,7	11
12 Αυγούστου 1953	Αργοστόλι	7,2	476
30 Απριλίου 1954	Σοφάδες	7,0	25
19 Απριλίου 1955	Βόλος	6,2	1
9 Ιουλίου 1956	Αμοργός	7,5	53
25 Απριλίου 1957	Ρόδος	7,2	18

Ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός δημοσιεύθηκε στην εφημερίδα της κυβερνήσεως στις 26/2/1959. Οι υπολογισμοί και οι έλεγχοι του κανονισμού στηρίζονται στη μέθοδο που φέρει τη χαρακτηριστική ονομασία «Ακριβής Ελληνική Μέθοδος» του Καθηγητή του Πολυτεχνείου Α. Ρουσόπουλου. Η μέθοδος αυτή αφορούσε κυρίως σε μονώροφες κατασκευές και όχι πολυώροφες (Αντωνόπουλος, 2008). Απλοποιητικά εφαρμόστηκε και σε πολυώροφα κτίρια θεωρώντας, κατά τη φάση της μελέτης, τα υποστυλώματα που ήταν ανάμεσα στις πλάκες ως αμφίπακτα, με συνέπεια να γίνεται λανθασμένος υπολογισμός της κάμψης. Όσον αφορά στον υπολογισμό και έλεγχο των υποστυλωμάτων σε τέμνουσα, ο κανονισμός δεν αναφέρει κάτι σχετικό. Οι μικροί σεισμικοί συντελεστές και η ορθογωνική κατανομή της σεισμικής φόρτισης είχαν σαν αποτέλεσμα, οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού να λαμβάνονται μειωμένες. Μια σειρά από έννοιες όπως πλαισιακή λειτουργία, πλαστιμότητα, χωρική ανάλυση, ικανοτικός σχεδιασμός, ήταν εντελώς άγνωστες με συνέπεια τα εντατικά μεγέθη, η διαστασιολόγηση και γενικά η συμπεριφορά της κατασκευής να στηρίζονται σε εσφαλμένες παραδοχές. Η επιρροή του εδάφους στους υπολογισμούς καθίσταται ασαφής, διότι ο τρόπος αναγνώρισης της κατηγορίας των εδαφών είναι γενικός. Η σπουδαιότητα και η χρήση του κτιρίου δεν λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς. Στις αδυναμίες του κανονισμού εντάσσεται και η έλλειψη κατευθύνσεων σχετικά με τη μόρφωση του φορέα. Σε πολλές μελέτες παρατηρείται η



μη ύπαρξη κανονικότητας καθ' ύψος και σε κάτοψη. Ο φέρων οργανισμός χαρακτηρίζεται από ασυμμετρία αφού πολλές φορές η διάταξη κατακόρυφων και οριζοντίων στοιχείων ικανοποιεί πρωτίστως τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την ύπαρξη έμμεσων στηρίξεων και την τελική μόρφωση ενός μη συμμετρικού φορέα, ο οποίος δεν συμπεριφέρεται κατά τις δύο διευθύνσεις με τον ίδιο τρόπο έναντι του σεισμού. Τα δεδομένα και οι έλεγχοι, του ως άνω κανονισμού που λαμβάνονταν υπόψη κατά τον υπολογισμό του κτιρίου και έχει σημασία να αναφερθούν λόγω της συνάρτησής τους με υλοποιούμενες δομητικές επεμβάσεις παρατίθενται ακολούθως:

### Κατάταξη εδαφών

- (α) Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας
- (β) Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
- (γ) Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας
- (δ) Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας

Για τον χαρακτηρισμό των εδαφών λαμβάνονται υπ' όψη, η σύστασή τους, η κλίση, η ομοιογένεια, η έκταση και το πάχος των στρωμάτων. Για τον έλεγχο του κτιρίου έναντι καταπονήσεως από σεισμό, θα εισάγονται στον υπολογισμό εκτός των υπό των οικείων Κανονισμών προβλεπόμενων φορτίσεων και οι σεισμικές δυνάμεις. Επιτρέπεται να εισάγονται στον υπολογισμό μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων, λαμβανόμενες με φορά εναλλασσόμενη. Σε ειδικές περιπτώσεις θα λαμβάνονται υπόψη και οι κατακόρυφες συνιστώσες. Οι σεισμικές δυνάμεις δύναται να θεωρούνται ως εφαρμοσμένες στα κέντρα των αντίστοιχων μαζών των ορόφων και λαμβάνονται ίσες προς τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία πολλαπλασιασμένα επί ένα συντελεστή  $\varepsilon$ , καλούμενο συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης. Οι τιμές του συντελεστή  $\varepsilon$ , λαμβάνονται από τον ακόλουθο πίνακα:

Σεισμικότητα περιοχών	Επικινδυνότητα εδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων θα λαμβάνονται υπόψη τα σύνολα των μονίμων και κινητών κατακόρυφων φορτίων. Κατά τη σύνταξη των αρχιτεκτονικών σχεδίων θα απαιτείται διάταξη που να επιτρέπει τη διαμόρφωση ενός κατά το δυνατόν σαφούς, σταθερού

στο χώρο στατικού οργανισμού. Για την επίτευξη οικονομικότερης κατασκευής και σαφέστερης πρόβλεψης της σεισμικής συμπεριφοράς αυτής, συνιστάται η κατά το δυνατό συμμετρική προς δύο άξονες διάταξη κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στην κάτοψη και κατά τρόπο ώστε οι κατακόρυφοι άξονες των στοιχείων αυτών να είναι διατεταγμένοι παράλληλα προς τα επίπεδα συμμετρίας. Συνιστάται δε να αποφεύγεται η διάταξη φυτευτών υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Για τοναντισεισμικό υπολογισμό των φερόντων στοιχείων θα εφαρμόζεται η ακριβής Ελληνική μέθοδος υπολογισμού ή μία εκ των ευρέως παραδεδεγμένων άλλων επιστημονικών μεθόδων. Σε οικοδομές με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα κάθε ένα από τα περιμετρικά φέροντα στοιχεία στήριξης, κατακόρυφα και οριζόντια, θα ελέγχεται αφενός μεν βάση των εξαγομένων, του κατά την ακριβή μέθοδο κανονικού αντισεισμικού υπολογισμού, αφετέρου δε με βάση των εξαγομένων ειδικού υπολογισμού σε παραλαβή των κανονικών στατικών φορτίων και οριζόντιας σεισμικής δύναμης μεγέθους ίσου έως 6% της κατακόρυφου φορτίσεως δράσης κατά τη διεύθυνση της αντίστοιχης πλευράς της περιμέτρου κατά φορά εναλλασσόμενη. Ο ειδικός αυτός υπολογισμός θα εκτελείται και στις περιπτώσεις που κατά τις διατάξεις του άρθρου 8 προβλέπεται απαλλαγή από τον κανονικό αντισεισμικό υπολογισμό. Ο ειδικός αυτός υπολογισμός δύναται να γίνει, είτε θεωρούμενου κάθε υποστυλώματος ξεχωριστού, είτε λαμβάνοντας υπόψη τη συνεργασία των υποστυλωμάτων κάθε περιμετρικής πλευράς. Κατά τον υπολογισμό αυτό, επιτρέπεται η εφαρμογή της μεθόδου «κατά προσέγγιση υπολογισμού ολόσωμων αντισεισμικών πολύστηλων πολυώροφων κατασκευών» υπό την προϋπόθεση επαρκούς ακαμψίας των κόμβων στύλων-δοκών.

Επιπλέον στον εν λόγω κανονισμό καθορίζονται οι έλεγχοι που διενεργούνται στην περίπτωση υλοποίησης προσθήκης επί υφισταμένου κτιρίου, αναλόγως της προβλέψεως ή όχι αυτής από την ήδη εκπονηθείσα στατική μελέτη και προβλέπονται οι απαλλαγές από την εφαρμογή του, στην περίπτωση μικρών προσθηκών, κατά την κρίση της Υπηρεσίας και η υλοποίηση «πρόχειρου αντισεισμικού ελέγχου της υφιστάμενης κατασκευής».

## **2.5 Αντισεισμικός Κανονισμός 1984**

**(Απόφαση ΕΔ2α/01/44/φν275/84, ΦΕΚ259/Β/1984)**

Οι διαφοροποιήσεις που εισήγαγε ο αντισεισμικός κανονισμός του 1984 σε σχέση με τον παλαιότερο του 1959 είναι μεταξύ άλλων οι ακόλουθες: Οι σεισμικές δυνάμεις πλέον θα λαμβάνονται ίσες προς τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία πολλαπλασιασμένες με έναν συντελεστή  $\varepsilon$ , ο οποίος καλείται συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως. Οι τιμές του συντελεστή  $\varepsilon$  που καθορίζουν τις οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων, αποτελούν το γινόμενο των τιμών του «Πίνακα Π» του κανονισμού επί τον παράγοντα σπουδαιότητας του κτιρίου που

δίνεται από τον «Πίνακα III» του κανονισμού, οι οποίοι παρατίθενται στη συνέχεια. Χαρακτηριστικό της εν λόγω τροποποίησης είναι πως έλαβε χώρα μετά τους σεισμούς στον ελλαδικό χώρο στις αρχές της δεκαετίας του 1980, όπου παρατηρήθηκαν αυξημένες εδαφικές επιταχύνσεις και πολλές καταστροφές κτιρίων. Εισάγεται πλέον σαφώς η έννοια της σπουδαιότητας των κτιρίων, η οποία χωρίζεται σε τέσσερις συνδυαστικές υποκατηγορίες: σεισμικότητα I&II και μεγάλη σπουδαιότητα, σεισμικότητα I&II και συνήθης σπουδαιότητα, σεισμικότητα III και μεγάλη σπουδαιότητα και τέλος σεισμικότητα III και συνήθης σπουδαιότητα.

«ΠΙΝΑΚΑΣ II»

Σεισμικότητα	Επικινδυνότητα εδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

«ΠΙΝΑΚΑΣ III»

Σεισμικότητα	Σπουδαιότητα κτιρίου	
	Μεγάλη (Μ)	Συνήθης (Σ)
I	1,5	1,0
II	1,5	1,0
III	1,2	1,0

Επιπλέον, προστίθεται διάταξη που αναφέρει ότι όταν η συνολική διατομή των τοίχων πλήρωσης που βρίσκονται μεταξύ υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων, μειώνεται σημαντικά στους κατώτερους ορόφους (τυπική περίπτωση pilotis, δημιουργία μαλακού ορόφου που αποτελούσε συνήθη μορφή αστοχίας σε διάφορες κατασκευές της εποχής), η μελέτη πλέον θα πρέπει να προβλέπει κατάλληλα μέτρα ενίσχυσης των στοιχείων ακαμψίας των κατώτερων ορόφων. Στην περίπτωση υφιστάμενων κτιρίων, η καθαίρεση τοίχων πληρώσεως που βρίσκονται ανάμεσα σε υποστυλώματα σε ποσοστό μεγαλύτερο του 25% των τοίχων πληρώσεως του ορόφου (περίπτωση επέμβασης με αλλαγή του στατικού συστήματος του φορέα) συνιστάται να γίνεται ύστερα από ειδική αντισεισμική μελέτη, στην οποία θα λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες συνέπειες τέτοιας καθαίρεσης. Περαιτέρω ισχύουν οι ακόλουθες συστάσεις περί της:

α) αποφυγής ενσωμάτωσης σωληνώσεων εγκαταστάσεων μέσα σε κατακόρυφα στοιχεία και στους κόμβους του σκελετού,

- β) διάταξης δύο χωριστών υποστυλωμάτων ή τοιχείων στην περίπτωση πρόβλεψης αρμών διαστολής,
- γ) απαγόρευσης χάραξης σκυροδέματος ή συγκολλήσεων πάνω σε ράβδους οπλισμού,
- δ) στερέωσης σωλήνων, κουφωμάτων, υδραυλικών κλπ συστημάτων συμπλήρωσης των κτιρίων τα οποία θα καλύπτονται αποκλειστικά από μη φέροντα στοιχεία που θα έχουν ενσωματωθεί για το σκοπό αυτό στο σκυρόδεμα,
- ε) έμπηξης στερεωτικών βλήτρων στο σκυρόδεμα υπό προϋποθέσεις,
- στ) αναγκαιότητας άμεσης επισκευής πιθανών βλαβών του φέροντος οργανισμού.

Τέλος αναφέρεται ότι ο αντισεισμικός υπολογισμός της εντατικής κατάστασης των φερόντων στοιχείων με βάση το μοντέλο του μονωρόφου, επιτρέπεται μόνο για συνήθη κτίρια μέχρι τριών ορόφων. Ειδικά για τον αντισεισμικό υπολογισμό εντατικής κατάστασης κτιρίων με περισσότερες στάθμες, ο υπολογισμός πρέπει να γίνεται με προσέγγιση στο μοντέλο του πολυορόφου πλαισίου.

## **2.6 Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1992 (Ν.Ε.Α.Κ.) (Απόφαση Δ17α/08/32/ΦΝ.275/92, ΦΕΚ 613/Β/1992)**

Η διαδικασία αντισεισμικού σχεδιασμού που προτείνεται στον Κανονισμό αυτό, αποτελεί ένα σύνολο κανόνων με την εφαρμογή των οποίων θεωρείται ότι ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας μιας κατασκευής. Εκτός των αναφερομένων στον κανονισμό αυτό θα μπορούσε επίσης να γίνει αποδεκτή, μετά και από σύμφωνη γνώμη της αρμόδιας Δημόσιας Αρχής, η εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων σχεδιασμού και ανάλυσης ενός δομήματος, σύμφωνα με τις οποίες η επαλήθευση των συνθηκών αυτών θα είναι άμεσα εμφανής. Οι παραπάνω εναλλακτικές μέθοδοι ανάλυσης θα πρέπει να βασίζονται στις θεμελιωμένες και αναγνωρισμένες αρχές της επιστήμης, σε συνδυασμό και με την επίτευξη του αυτού επιπέδου ασφαλείας με το επιδιωκόμενο από τον εν λόγω κανονισμό. Ειδικότερα ο κανονισμός αυτός περιέχει υποχρεωτικές διατάξεις, οι οποίες καθορίζουν: τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων, τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων, τα κριτήρια ελέγχου της ασφάλειας, τις μεθόδους υπολογισμού της εντάσεως και παραμορφώσεως των κατασκευών και τις ειδικότερες κατασκευαστικές διατάξεις των φορέων και των υλικών. Δεν επιτρέπονται οι τροποποιήσεις φερόντων ή μη φερόντων στοιχείων, καθώς και η αλλαγή χρήσεως των δομημάτων, χωρίς προηγούμενη μελέτη των συνεπειών από τις παραπάνω αλλαγές.

Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος θεωρούνται ότι αντιμετωπίζουν επαρκώς τον σεισμικό κίνδυνο, δηλαδή εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντος οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης, όταν κατά την επιβολή των σεισμικών δράσεων «σχεδιασμού» με αποδεκτός μικρή πιθανότητα υπερβάσεώς τους, κατά την διάρκεια της ζωής του δομήματος, ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς:

- Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως. Η πιθανότητα καταρρεύσεως του δομήματος (ή τμημάτων του) πρέπει να είναι επαρκώς μικρή, όπως ορίζεται στα επιμέρους κριτήρια που περιέχονται στον κανονισμό και να συνδυάζεται με διατήρηση της ακεραιότητας και επαρκούς εναπομένουσας αντοχής, μετά τη λήξη της σεισμικής ακολουθίας.
- Απαίτηση περιορισμού βλαβών. Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται.
- Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών. Πρέπει να διασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με την χρήση και τη σημασία του όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

Οι σεισμικές δράσεις υπολογισμού για τον σχεδιασμό των κατασκευών διακρίνονται:

- σε συνολικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται επάνω στο σύνολο της κατασκευής,
- σε τοπικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται σε ορισμένα μόνο φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία ή σε ορισμένες εγκαταστάσεις (προσαρτήματα).

Εκτελείται επαρκής ποιοτικός έλεγχος σ' όλες τις φάσεις παραγωγής και χρήσεως του δομήματος, δηλαδή έλεγχος μελέτης και έλεγχος κατά τη διάρκεια κατασκευής και χρήσεως του δομήματος. Σχετικά με την αποφυγή καταρρεύσεως η απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν, υπό την επίδραση του σεισμού σχεδιασμού:

- Εξασφαλίζεται με αξιοπιστία η μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζόμενου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.
- Εξασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή σε όλα τα φέροντα στοιχεία του δομήματος, λαμβανομένων υπόψη και των επιρροών 2ας τάξεως, όπου χρειάζεται.
- Ελέγχεται ικανοποιητικά ο πλαστικός μηχανισμός απόκρισης του φορέα στο σεισμό σχεδιασμού, με τα ακόλουθα ειδικότερα κριτήρια: τον ικανοτικό σχεδιασμό που στοχεύει στο να εξασφαλισθεί η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού, ως προς

τον αριθμό και τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και παράλληλα στο να αποφευχθούν ψαθυρές μορφές αστοχίας των μελών καθώς και συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων σε λίγα μόνο μέλη του φορέα (πχ μαλακός όροφος). Την εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ διαθέσιμης και απαιτούμενης τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Στον κανονισμό αυτό υποδεικνύεται ως μέγιστη αποδεκτή απλούστευση, μια διαδικασία σχεδιασμού με την οποία εξασφαλίζεται ικανοποιητικός βαθμός τοπικής πλαστιμότητας, ώστε να θεωρείται ότι ικανοποιείται έμμεσα το κριτήριο αυτό, χωρίς να απαιτείται άμεσος υπολογισμός της απαιτούμενης και της διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας.

- Εξασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη πλαστιμότητας σε κάθε κρίσιμη περιοχή, στην οποία υπάρχει έστω και μικρή πιθανότητα σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως. Τέτοιες περιοχές θεωρούνται πχ η βάση και η κορυφή όλων των στύλων πλαισίων, ανεξάρτητα από την εκτέλεση ή όχι αντιστοίχων ικανοτικών ελέγχων.
- Η συμπεριφορά του δομήματος είναι σε επαρκή βαθμό συνεπής με τα χρησιμοποιούμενα προσομοιώματα (για ανάλυση και διαστασιολόγηση), επιζητείται δηλαδή η ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων, οι οποίες συνδέονται με αυτά τα υπολογιστικά μέσα.
- Πρέπει επίσης να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη κτιρίου όσο και των τυχόν υφισταμένων γειτονικών κτιρίων, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Με την με αρ. Δ16γ/05/663/Γ/94 Απόφαση του τότε Υπουργού Περιβάλλοντος (ΦΕΚ774/Β/94) επήλθε η τροποποίηση των κανονισμών του ΝΕΑΚ η οποία τέθηκε σε ισχύ από τις 12/10/1994. Η τροποποίηση αυτή αναφέρει συγκεκριμένα ότι:

«Το δεύτερο εδάφιο της πρώτης παραγράφου του πρώτου άρθρου της αριθ. Δ17Α/08/32/Φ.Ν.275/30.9.92 απόφασης έγκρισης του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ) αντικαθίσταται ως εξής: Ο κανονισμός αυτός εφαρμόζεται παράλληλα με τις διατάξεις του Β.Δ. της 19/26 Φεβρουαρίου 1959 περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων, όπως αυτές τροποποιήθηκαν και συμπληρώθηκαν με τις διατάξεις της αριθ. ΕΔ2α/01/44/Φ.Ν.275/4.4.84 απόφασης του Υπουργού Περιβάλλοντος, Χωροταξίας και Δημοσίων Έργων μέχρι την 30<sup>η</sup> Ιουνίου 1995. Κατά τα λοιπά ισχύει η αριθ. Δ17Α/08/32/ Φ.Ν. 275/30.9.92 απόφασή μας.». Πρακτικώς δηλαδή επέρχεται ανατροπή της ισχύουσας μέχρι τότε κατάστασης και δίνεται η δυνατότητα παράλληλης ισχύος των παλαιότερων κανονισμών του 1959 και του ΝΕΑΚ, μια ενέργεια που είχε ως μόνο στόχο να διευκολύνει την προσαρμογή των παλαιότερων μηχανικών στα νέα δεδομένα. Ωστόσο, όπως αναδείχθηκε στις προηγούμενες ενότητες, οι διαφοροποιήσεις των δύο αυτών κανονισμών είναι σημαντικότερες καθ' όσον

αλλάζει εξ' ολοκλήρου η στατική αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα αν ακολουθηθούν οι αντίστοιχες παραδοχές και συνεπώς η παράλληλη ισχύς, δυο τόσο διαφορετικών κανονιστικών πλαισίων, οδηγεί σε σύγχυση και λανθασμένη αποτίμηση.

## **2.7 Διατάξεις Παραρτήματος Ε' Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού 2000 (Ε.Α.Κ. Απόφαση Δ17α/141/3/ΦΝ275/99, ΦΕΚ2184/Β/1999)**

Το Παράρτημα Ε' του ΕΑΚ θεσμοθετεί πλέον ειδικούς κανόνες για προσθήκες σε υφιστάμενα κτίρια. Το βασικό κριτήριο είναι η διάκριση των υφιστάμενων κτιρίων στα οποία θα γίνει η προσθήκη (ή η επέμβαση) σε κατηγορίες. Συγκεκριμένα διακρίνει τα κτίρια σε:

**Κατηγορία Α** → Αυτά στα οποία δεν υπάρχει εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη ή κατά την κατασκευή τους, δεν έχει εφαρμοστεί η εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη τους.

**Κατηγορία Β** → Τα κτίρια τα οποία έχουν μεν εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη αλλά αυτή έχει εκπονηθεί με βάση τις διατάξεις του κανονισμού του 1959.

**Κατηγορία Γ** → Κτίρια στα οποία έχει γίνει σχεδιασμός με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 όπως αυτός τροποποιήθηκε από την απόφαση του 1984 (ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4/84)

**Κατηγορία Δ** → Κτίρια στα οποία έχει γίνει σχεδιασμός με βάση τον Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ν.Ε.Α.Κ.)

Σύμφωνα με τις διατάξεις του παραρτήματος Ε', εξαιρέσεις από τις απαιτήσεις ελέγχου του υπάρχοντος κτιρίου με τον Ε.Α.Κ., υφίστανται αναλόγως της σπουδαιότητας αυτού, του μεγέθους της προσθήκης και της κατηγορίας του κτιρίου (Α,Β,Γ,Δ). Συγκεκριμένα, αναφέρεται ότι σε περίπτωση προσθηκών σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2 και κατηγορίας Α,Β,Γ επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος του υφιστάμενου κτιρίου, σύμφωνα με τον κανονισμό του 1959 κατά τις τροποποιήσεις αυτού, με τις πρόσθετες διατάξεις του 1985. Εάν στο υφιστάμενο κτίριο είχε ήδη εφαρμοστεί το τροποποιημένο άρθρο 12 του 1985, ο έλεγχος του υφιστάμενου κτιρίου θα γινόταν σύμφωνα με τον ισχύοντα Ε.Α.Κ. Επιπλέον, σε περιπτώσεις προσθηκών σε υφιστάμενα κτίρια κατηγορίας Γ και Δ, αδιακρίτως σπουδαιότητας, που το συνολικό μέγεθος του σεισμικού φορτίου (μεταφραζόμενο στη συνολική τέμνουσα βάση του κτιρίου) μετά την προσθήκη και τις τυχόν προβλέψεις μελλοντικών ορόφων δεν υπερβαίνει το 1,10 του αντίστοιχου σεισμικού φορτίου του υφιστάμενου κτιρίου, επιτρέπεται απαλλαγή από τον αντισεισμικό έλεγχο. Δηλαδή, σύμφωνα με το Παράρτημα Ε', μια αύξηση των σεισμικών φορτίων της τάξης του 10% είναι ανεκτή, καθώς οι υπάρχοντες συντελεστές ασφαλείας που έχουν τεθεί στα υλικά, στα φορτία και στις διάφορες εν γένει επισφάλειες, υπερκαλύπτουν μια τέτοια υπέρβαση σχεδιασμού. Ο υπολογισμός των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ε.Α.Κ. και η απαλλαγή αυτή, όπως αναφέρεται, θα ισχύει για μια μόνο φορά στη

διάρκεια ζωής του κτιρίου. Τέλος, σε περιπτώσεις προσθηκών σε υφιστάμενα κτίρια κατηγορίας Γ και Δ, ασχέτως σπουδαιότητας, εάν οι προσθήκες προβλέπονται από τις εγκεκριμένες μελέτες τους, επιτρέπεται η απαλλαγή από τον αντισεισμικό έλεγχο.

## **2.8 Αξιολόγηση του διαχρονικώς ισχύοντος νομικού πλαισίου επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια που υπόκεινται σε αλλαγή χρήσης ή προσθήκη**

Το νομοθετικό πλαίσιο που ίσχυε τα προηγούμενα χρόνια και όριζε τις υποχρεώσεις που απορρέουν από την αλλαγή χρήσης σε ένα κτίριο, τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης δομής και τον υπολογισμό των τυχόν ενισχύσεων που μπορεί να προκύψουν, ήταν δαιδαλώδες και ρυθμιζόνταν από διατάξεις που συχνά ήταν αλληλοσυγκρουόμενες και προκαλούσαν σύγχυση στον εκάστοτε μελετητή. Όσον αφορά στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφισταμένων κατασκευών μια πρώτη αναφορά εντοπίζεται στο Π.Δ. από 13.4.1929 (ΦΕΚ-153/Α/29) «Περί επικινδύνων οικοδομών». Στο ανωτέρω Προεδρικό Διάταγμα γίνεται αναφορά στον τρόπο αναγνώρισης της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής. Συγκεκριμένα αναφέρεται ότι οικοδομή και γενικά κατασκευή θεωρείται επικίνδυνη από απόψεως στατικής και δομικής (κοινώς ετοιμόρροπη) όταν λόγω ανεπαρκούς ή κακής θεμελίωσης, κακής ποιότητας δόμησης, υποσκαφής ή διάβρωσης από ύδατα ή άλλα υγρά, ακατάλληλης διάταξης ή σύνδεσης ή ανεπαρκών διαστάσεων των στοιχείων αυτής, δεν παρουσιάζει την απαιτούμενη ασφάλεια για το φορτίο που θα φέρει. Στο Β.Δ. 19/26-2-1959 εισάγεται η έννοια της ενίσχυσης σε συνδυασμό με την προσθήκη, ήτοι τότε μπορεί να προκύψει η ανάγκη αυτή, αλλά και η ενίσχυση δια μέσου μανδύα και συγκεκριμένα στο άρθρο 12 αναφέρεται:

- Επιτρέπεται η προσθήκη ορόφων σε υφιστάμενη κατασκευή, ύστερα από αντισεισμικό έλεγχο και τις ενδεχόμενες ενισχύσεις.
- Επιτρέπεται να εκτελείται ενίσχυση με μανδύα σε υποστυλώματα ή τοιχώματα αλλά και προσθήκη νέων αντισεισμικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, σε οποιαδήποτε θέση της κάτοψης.

Με το άρθρο 9 στο παράρτημα IV του Π.Δ. της 8ης-9-83 (Φ.Ε.Κ.394/Δ/1983) «Περί του τρόπου έκδοσης οικοδομικών αδειών και ελέγχου των ανεγειρόμενων οικοδομών» υποδεικνύεται ο τρόπος με τον οποίο εξάγονται συμπεράσματα για την φέρουσα ικανότητα των κατασκευών. Η αξιολόγηση της ποιότητας του σκυροδέματος βασίζεται σε πυρηνοληψίες στα φέροντα στοιχεία και τους ανάλογους ελέγχους αντοχής. Οι έλεγχοι για την ποιότητα και την ποσότητα των οπλισμών, γίνεται με τομές αριθμού ανάλογου με τις πυρηνοληψίες. Τα στοιχεία των δοκιμών και τα εξαγόμενα συμπεράσματα ύστερα από αυτοψία που αφορούν στη θέση, τις διαστάσεις



και την ποιότητα των φερόντων στοιχείων, καταγράφονται στα σχέδια αποτύπωσης που συνοδεύουν τη μελέτη. Η σημασία της σπουδαιότητας του κτιρίου, λαμβάνεται υπόψη στις μελέτες μετά την ισχύ της Απόφασης ΥΠΕΧΩΔΕ, ΕΔ2γ/01/24/ΦΝ275/85 (Φ.Ε.Κ.587/Β/1-10-85) «Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. 19/25-2-1959 περί Αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων». Με αυτή την απόφαση ο συντελεστής σεισμικότητας «ε» αυξάνεται ανάλογα με τη σπουδαιότητα του κτιρίου. Προκύπτει λοιπόν ότι όταν αλλάζει χρήση το κτίριο θα πρέπει να ελέγχεται αν μεταβαίνει σε άλλη κατηγορία σπουδαιότητας, που σημαίνει αύξηση της σεισμικής επικινδυνότητας. Υπάρχουν όμως και περιπτώσεις κτιρίων που ενώ στεγάζουν διαφορετικές μεταξύ τους χρήσεις, εντούτοις είναι της ίδιας σπουδαιότητας όπως για παράδειγμα οι κατοικίες, τα γραφεία, τα ξενοδοχεία, τα καταστήματα κ.τ.λ. Στις περιπτώσεις αυτές παρά το ότι ένα κτίριο αλλάζει χρήση οι απαιτήσεις από άποψη αντισεισμικής συμπεριφοράς παραμένουν ίδιες.

Με την Υ.Α. 48669/2886/89 (ΦΕΚ 437/Δ/16-6-89) επιτρέπεται να μεταβάλλεται η σύμφωνα με την οικοδομική άδεια χρήση ολόκληρου του κτιρίου ή μέρους αυτού, καθώς και οι διαστάσεις των χώρων του που προορίζονται για κοινή χρήση, χωρίς να απαιτείται η έκδοση της σχετικής οικοδομικής άδειας από την αρμόδια πολεοδομική υπηρεσία. Δεν είναι δυνατόν όμως να επιτραπεί αυτό (δηλ. η αλλαγή χρήσης χωρίς την έκδοση οικοδομικής αδείας) όταν για την αλλαγή της χρήσεως απαιτείται, εκπόνηση νέας μελέτης ή χορήγηση έγκρισης από αρμόδιους φορείς ή προβλέπεται εκτέλεση νέων εργασιών εκτός από τις εργασίες για τις οποίες δεν απαιτείται άδεια, σύμφωνα με τις διατάξεις της παρ.2 του άρθρου 52 του Ν.Δ. 17-7-23 ή της παρ.1 του άρθρου 22 του Ν.1577/85 ΓΟΚ ή όταν επέρχεται μεταβολή των φορτιών και γενικά των δυνάμεων που επενεργούν στο κτίριο. Καθίσταται λοιπόν σαφές ότι όταν με την αλλαγή χρήσης συμβαίνει, ταυτόχρονη αλλαγή της κατηγορίας σπουδαιότητας ώστε να επέρχονται αποτελέσματα προς το δυσμενέστερο από άποψη σεισμικού συντελεστή, τότε επιβάλλεται η έκδοση οικοδομικής άδειας, άρα και ο αντισεισμικός επανέλεγχος του φέροντος οργανισμού. Διερευνώντας περισσότερο τα αναφερόμενα στην υπουργική απόφαση περί «...μεταβολής των φορτιών και γενικά των δυνάμεων που επενεργούν στο κτίριο» παρατηρούμε, ότι στο άρθρο 8 του Β.Δ. 10/12/1945 ανάλογα με την χρήση του χώρου λαμβάνονται κατά την μελέτη διαφορετικές τιμές κινητού φορτίου. Ο μελετητής λοιπόν, οφείλει να διερευνά όχι μόνο τις επιπτώσεις από την αλλαγή σπουδαιότητας που προκύπτει με τη νέα χρήση ενός κτιρίου, αλλά και τις αλλαγές που συμβαίνουν όσον αφορά τα φορτία, που μπορεί να είναι είτε ευμενέστερα, είτε δυσμενέστερα. Σε αυτό το σημείο θα μπορούσαμε να αναφέρουμε για παράδειγμα ότι ενώ η αλλαγή χρήσης από κατάστημα σε νοσοκομείο επιφέρει (σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000) αύξηση του συντελεστή σπουδαιότητας από 1,00 σε

1,30 τα κινητά φορτία μειώνονται (αρθ. 8 του Β.Δ. 10/12/1945) από  $500 \text{ kg/m}^2$  που υπολογίζονται τα καταστήματα σε  $300 \text{ kg/m}^2$  για τα νοσοκομεία.

Με αφορμή την παρ.1 του άρθρου 22 του Ν.1577/85 ΓΟΚ, που αναφέραμε στην προηγούμενη απόφαση (Υ.Α. 48669/2886/16-6-89), το τότε Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. με την παράγραφο γ) της Εγκυκλίου 8/94 (αριθμ. πρωτ.οίκοθεν12300/3/1994) αποφαινεται περί των κανονισμών που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον έλεγχο υφιστάμενων κατασκευών αλλά και των ενισχύσεων. Στην εγκύκλιο αυτή προτείνεται η εφαρμογή παλαιών κανονισμών (σκυροδέματος και αντισεισμικού) για τον στατικό και αντισεισμικό έλεγχο του υπάρχοντος και χρήση νέων κανονισμών κατά τη μελέτη για την άρση της επικινδυνότητας της κατασκευής. Για όσα θέματα δεν καλύπτονται από το εθνικό κανονιστικό πλαίσιο που αναφέρθηκε παραπάνω, το Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. με την εγκύκλιο υπ'αρ.πρ.ΔΙΠβ/91 την 20-12-1995 συνιστά την παράλληλη χρήση των Ευρωκωδικών (EC-1, EC-2, EC-3, EC-4, EC-5, EC-6, EC-7, EC-8, EC-9). Παρά τις ανωτέρω εγκυκλίους παρέμενε ασαφής ουσιαστικά ο τρόπος με τον οποίο θα αντιμετωπίζεται, από τον μελετητή μηχανικό, ο έλεγχος και η ενίσχυση των υφιστάμενων κτιρίων. Το κανονιστικό πλαίσιο για τον έλεγχο των υπαρχόντων δομημάτων συγκεκριμενοποιήθηκε με νεότερη εγκύκλιο του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε (Εγκύκλιος 3 αρ. πρ.οίκοθεν10530/1/96). Η συγκεκριμένη εγκύκλιος παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον γιατί κατηγοριοποιεί – ταξινομεί τα υφιστάμενα κτίσματα, που πρόκειται να αλλάξουν χρήση, ανάλογα με τον αντισεισμικό κανονισμό με τον οποίο είχαν αρχικά μελετηθεί. Με την συγκεκριμένη εγκύκλιο για τα υφιστάμενα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί πριν από την 1-7-1995, όταν απαιτείται να γίνει έλεγχος της στατικής τους επάρκειας λόγω αλλαγής χρήσης ή μεταρρύθμισης, ο έλεγχος του υφιστάμενου κτιρίου γίνεται σύμφωνα με τον «Αντισεισμικό Κανονισμό» που είχε εγκριθεί με το Β.Δ. 19/26-2-1959 (ΦΕΚ 36/Α) όπως έχει τροποποιηθεί με την απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ με αρ. πρ. ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4-4-84 (ΦΕΚ 239/Β/1984), σε συνδυασμό με την απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ με αριθμό πρ.ΕΔ2α/01/22/8-3-1985 (ΦΕΚ 266/Β/1985) «Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος», ή αν ο φέρων οργανισμός του κτιρίου δεν είναι από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, με κανονισμό στηριζόμενο στη θεωρία των επιτρεπόμενων τάσεων και κατά προτίμηση Γερμανικό Κανονισμό. Ο φορέας μπορεί να ελεγχθεί είτε με τους Β.Δ.19/26-2-59 (ΦΕΚ36/Α/1959), Β.Δ.18/26-2-54 (ΦΕΚ160/Α/1954), είτε με τους κατωτέρω αναφερόμενους κανονισμούς, οι δε τυχόν νέες κατασκευές που γίνονται για την ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου, μελετώνται και κατασκευάζονται επίσης με τους:

- Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΦΕΚ 613/Β/1992).
- Κανονισμός για την μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα (ΦΕΚ 1068/Β/1991).

- Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΦΕΚ 266/Β/1985)
- Ευρωκώδικες.

όπως αυτοί ισχύουν κατά την ημερομηνία έκδοσης της σχετικής οικοδομικής άδειας που αφορά στην επέμβαση. Η προαναφερόμενη Εγκύκλιος 3 (αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96) είναι σημαντική για την περίοδο που ίσχυσε διότι:

1. Καθορίζει τους κανονισμούς που εφαρμόζονται για τον έλεγχο του υπάρχοντος κτιρίου.
2. Επιτρέπει να εξετάζεται ο φέρων οργανισμός με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων ή τη μέθοδο της συνολικής αντοχής.
3. Διασαφηνίζει ότι οι ενισχύσεις μελετώνται με τον κανονισμό που κάθε φορά ισχύει κατά τον χρόνο εκπόνησης της μελέτης.

Μετά τον σεισμό του 1999 που έπληξε την περιοχή της Αθήνας, παρουσιάζονται μια σειρά από αποφάσεις–εγκυκλίους και κατευθυντήριες οδηγίες οι οποίες έχουν ως σκοπό την ενημέρωση του τεχνικού κόσμου σχετικά με την αποτίμηση και περαιτέρω ενίσχυση των υφισταμένων κτιρίων. Με την Υ.Α.86845/302γ/16-10-1999 (ΦΕΚ 2036/Β/18-11-99) περί της «Ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων» καθορίζεται ότι επιτρέπεται η ενίσχυση υφισταμένης κατασκευής με οποιαδήποτε τεχνικά πρόσφορη επέμβαση στα υπάρχοντα φέροντα στοιχεία ή και με την προσθήκη νέων στοιχείων ενίσχυσης (τοιχώματα, υποστυλώματα, δοκοί και πλάκες κ.λ.π.) χωρίς όμως αυτές να εξέχουν 0,25cm από τις υποχρεωτικές γραμμές δόμησης. Στην εγκύκλιο 14 αρ.πρ.81627/146γ/8-3-2000 ΥΠΕΧΩΔΕ δίνονται οδηγίες για την ενίσχυση κτιρίων με pilotis και ταυτόχρονα υπενθυμίζεται ότι οι ενισχύσεις σε υφιστάμενα κτίρια, πρέπει να μελετώνται και να κατασκευάζονται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Για νομίμως υφιστάμενα κτίρια, τα οποία έχουν κατασκευαστεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, είναι δυνατόν η ενίσχυση αυτών να γίνει με τις διατάξεις αυτού, όπως τροποποιήθηκε το έτος 1984. Ιδιαίτερης σημασίας είναι και το έγγραφο 506/AZ53ζ/22-1-2001 ΥΠΕΧΩΔΕ με το οποίο γίνεται δημοσίευση της Υπουργικής Απόφασης 330/AZ5β/16-1-2001. Η συγκεκριμένη απόφαση ενώ κατ' ουσίαν αφορούσε στην αντιμετώπιση των βλαβέντων στοιχείων από τον σεισμό της Αθήνας του 1999, εντούτοις πολλές μελέτες που εκπονήθηκαν είτε για προσθήκες είτε για αλλαγή χρήσεως στηρίχθηκαν στις υποδείξεις της. Στα κατά τόπους πολεοδομικά γραφεία γίνονταν δεκτές οι αρχές επεμβάσεων και οι παραδοχές που υποδεικνύονταν στην συγκεκριμένη απόφαση. Χαρακτηριστικά στην εν λόγω απόφαση αναφέρονται τα ακόλουθα:

- i) Αντιμετώπιση του κτιρίου σαν σύνολο και όχι σαν επί μέρους τμήματα
- ii) Αποφυγή δυσμενών αλλοιώσεων του δομικού συστήματος και των δυναμικών χαρακτηριστικών του
- iii) Αποφυγή απότομων μεταβολών αντοχής/ ακαμψίας ή μάζας (στην κάτοψη ή στο ύψος) ειδικά μεταξύ pilotis και πρώτου ορόφου

- iv) Προσπάθεια ταυτόχρονης «θεραπείας» και των ενδογενών αιτιών βλάβης
- v) Προσπάθεια εφαρμογής κατά το δυνατόν «ελαφρών» επεμβάσεων
- vi) Προσπάθεια βελτίωσης της συμπεριφοράς όχι μόνο του φέροντα οργανισμού αλλά και των υπολοίπων στοιχείων
- vii) Τήρηση των συστάσεων και πρακτικών κανόνων για τους γενικούς και ειδικούς ελέγχους κατά τον ανασχεδιασμό
- viii) Εφαρμογή υλικών και τεχνικών που εύκολα εφαρμόζονται και ελέγχονται ποιοτικά
- ix) Θεμελίωση. Για τον καθορισμό της κατηγορίας του εδάφους κατά το σχεδιασμό, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην αντιμετώπιση προβλημάτων υπεδάφους ή και θεμελίων (όπως καθιζήσεις, ολισθήσεις, βλάβες συνδετήριων δοκών, ανησυχητική μορφολογία ρηγματώσεων ανωδομής, κλπ.) που θεωρούνται επικίνδυνα για την ασφάλεια του συνόλου της κατασκευής

Συνιστάται δε για τα εν λόγω κτίρια, η άρση της τρωτότητας που προκαλείται από κοντά υποστυλώματα, μέσω απλών κατασκευαστικών επεμβάσεων, χωρίς αλλοίωση του φέροντος οργανισμού. Στην περίπτωση που το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί με κανονισμούς προγενέστερους του ισχύοντος κανονισμού, τα τυχόν ενισχυόμενα δομικά στοιχεία, καθώς και τα πρόσθετα για την επισκευή/ενίσχυση θα διαστασιολογούνται με τους σύγχρονους κανονισμούς υλικών (NEΚΩΣ κ.λ.π.). Για την αποκατάσταση βλαβών σε κτίρια που απαιτείται ο επανυπολογισμός και ανασχεδιασμός του φέροντος οργανισμού τότε οι υπολογισμοί γίνονται με τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού που ίσχυε κατά το χρόνο έκδοσης της οικοδομικής άδειας και με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης. Η μελέτη επισκευής / ενίσχυσης του φορέα περιλαμβάνει τις επεμβάσεις σε βλαβέντα στοιχεία του κτιρίου, τις απόλυτα αναγκαίες ενισχύσεις σε μη βλαβέντα στοιχεία του φέροντος οργανισμού και τα απολύτως αναγκαία νέα δομικά στοιχεία που απαιτούνται από την εντατική κατάσταση που δημιουργείται μετά την επισκευή / ενίσχυση των βλαβέντων στοιχείων εφόσον τούτο ήθελε προκύψει από τους υπολογισμούς, σύμφωνα με τη παρακάτω αλληλουχία:

-Επιλύεται ο φορέας στο χώρο (πραγματική κατάσταση ξυλοτύπου πριν τις βλάβες). Ο έλεγχος επάρκειας που θα βασιστεί σε αυτή την επίλυση θα χρησιμοποιηθεί για την εξαγωγή συμπερασμάτων για τη συμπεριφορά της κατασκευής, τα οποία θα καταγράφονται στην τεχνική έκθεση.

-Επιλέγονται οι αναγκαίες επεμβάσεις στα βλαβέντα στοιχεία και επιλύεται ο νέος φορέας. Ακολουθεί έλεγχος επάρκειας σε κάμψη και διάτμηση των διατομών. Στη συνέχεια, σύμφωνα με τις ανεπάρκειες που διαπιστώθηκαν, επιλέγονται οι απαιτούμενες επεμβάσεις σε μη

βλαβέντα στοιχεία ή η προσθήκη νέων στοιχείων, στην περίπτωση που εμφανίζονται εκτεταμένες ανεπάρκειες.

-Επιλύεται ο τελικός φορέας και ακολουθεί έλεγχος επάρκειας των μη επισκευαζόμενων/ενισχυόμενων στοιχείων και η διαστασιολόγηση αυτών καθώς και των νέων στοιχείων του φορέα. Οριστικοποιούνται οι ενισχύσεις ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις αντοχής όλων των ενισχυθέντων και μη στοιχείων καθώς και των νέων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη σύνδεση νέων στοιχείων με τον υφιστάμενο Φέροντα Οργανισμό και τη δυνατότητα ανάληψης φορτίων. Ειδικά, για τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα ο έλεγχος επάρκειας των μη επισκευαζόμενων/ενισχυόμενων διατομών γίνεται με τη μέθοδο των μερικών συντελεστών ασφαλείας για την οριακή κατάσταση αστοχίας (κεφ. 10, 11, 12 του ΝΕΚΩΣ) χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι ελάχιστες απαιτήσεις διαστάσεων ή οπλισμών, που προβλέπονται από το ΝΕΚΩΣ. Η διαστασιολόγηση των επισκευαζόμενων/ενισχυόμενων και των νέων στοιχείων, γίνεται με τον ισχύοντα σήμερα κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (ΝΕΚΩΣ), σε συνδυασμό με τις σχετικές οδηγίες επισκευών.

Στην περίπτωση που το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευασθεί με κανονισμούς προγενέστερους του ισχύοντος κανονισμού, για τις σχετικές επιλύσεις λαμβάνονται υπόψη οι εξής συνδυασμοί δράσεων: Δράση σεισμού  $E=1.75 \varepsilon (G+\Psi_2Q)$  το οποίο κατανέμεται ορθογωνικά, εφόσον το κτίριο είχε μελετηθεί με τον αντισεισμικό του 1959 (ή νωρίτερα) ή τριγωνικά, εφόσον είχε μελετηθεί μετά την ισχύ των πρόσθετων διατάξεων του 1984. Ο σεισμικός συντελεστής «ε» είναι εκείνος της αρχικής μελέτης και η προσαύξηση κατά 75% γίνεται για να καλυφθεί η διαφορά μεθόδων επιτρεπομένων τάσεων και μερικών συντελεστών ασφαλείας. Για ειδικά κτιριακά έργα ισχύουν οι συνδυασμοί δράσεων (με τους ανάλογους συντελεστές συμμετοχής των φορτίων), όπως αυτοί περιγράφονται στο ΝΕΚΩΣ. Πιθανές προσαυξήσεις των σεισμικών δυνάμεων, καθ' ύψος των κτιρίων (π.χ. pilotis) θα γίνονται σύμφωνα με τις πρόσθετες διατάξεις του 1984, εφόσον το κτίριο μελετήθηκε αρχικά με αυτές. Ο έλεγχος επάρκειας των υποστυλωμάτων γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΝΕΚΩΣ και ο έλεγχος επάρκειας των δοκών επιτρέπεται να παραλείπεται, εκτός από τις περιπτώσεις δοκών που θα κριθούν ως ιδιαίτερα κρίσιμες. Για τον έλεγχο των διαστάσεων των θεμελίων λαμβάνεται:

$\sigma_{εδ}=2\chi_{σεπ}$  για σεισμικό συνδυασμό δράσεων, δηλαδή  $G+\psi_2Q \pm 1.75\varepsilon(G+\psi_2Q)$ ,

$\sigma_{εδ}=1.4\chi_{σεπ}$  για μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων, δηλαδή  $1.35G+1.5Q$

Είναι αποδεκτό να προστίθενται συνδετήριες δοκοί όταν κατασκευάζονται νέα στοιχεία (κυρίως τοιχώματα) για τη σύνδεσή τους με τα εκατέρωθεν υπάρχοντα, στις περιπτώσεις που οι παραδοχές της αρχικής μελέτης κατέτασσαν το έδαφος στην κατηγορία Β, το έδαφος

παρουσιάζει σημαντική κλίση, υπάρχουν έκκεντρα πέδιλα που συμμετέχουν σημαντικά στην ανάλυση των σεισμικών δράσεων, ώστε να συνδεθούν με τα εκατέρωθεν πέδιλα.

Το 2001 με το υπ. αρ. 48810/239γ/25-6-2001 έγγραφο του Οργανισμού Αντισεισμικής Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) που προκύπτει από ερωτήματα που δημιουργήθηκαν μετά την εφαρμογή του Ε.Α.Κ. διευκρινίζεται ότι, για τα κτίρια που αλλάζουν χρήση ισχύουν οι Υπουργικές Αποφάσεις:

- α) Υ.Α. 48669/2886/16-6-89 (ΦΕΚ 437/Δ/89) «Αλλαγή χρήσης κτιρίου ή μέρους αυτού ή διαστάσεων των χώρων κοινής χρήσης χωρίς την έκδοση οικοδομικής άδειας»,
- β) Απόφαση ΥΕΧΩΔΕ, Δ17α/08/32/ΦΝ275/30-9-92 (ΦΕΚ 613/Β/12-10-92) «Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός»,
- γ) Υ.Α.Δ17α/141/3/ΦΝ275/15-12-1999 (ΦΕΚ 2184/Β/20-12-99) «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000», σε συνδυασμό με την σχετική Εγκύκλιο 3 ΥΠΕΧΩΔΕ,10530/18/1/1996 «Έλεγχος υφιστάμενων κτιρίων και δομικών έργων που εξυπηρετούν τα κτίρια».

Περαιτέρω παρά τη δημοσίευση του Κανονισμού Επεμβάσεων στο Φ.Ε.Κ.42/2012 «Έγκριση κανονισμού επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα», όπως αυτός αναθεωρήθηκε με το Φ.Ε.Κ.2187/5-9-2013 «Έγκριση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (1η Αναθεώρηση)», είχαν διατηρηθεί σε παράλληλη ισχύ προγενέστερες διατάξεις που έρχονταν σε σύγκρουση με εκείνες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τη στρέβλωση αυτή έρχεται να διορθώσει η Απόφαση του Υπουργού Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων (Φ.Ε.Κ.350/17-2-2016) που αφορά στην τροποποίηση των ήδη ισχυουσών κανονισμών, περί ειδικών περιπτώσεων επεμβάσεων σε υπάρχοντα κτίρια. Η νέα αυτή προσέγγιση έρχεται να καλύψει την ανάγκη του τεχνικού κόσμου για την ύπαρξη μιας συγκεκριμένης λογικής σχεδιασμού και υπολογισμού των κτιρίων που υπόκεινται σε δομητικές επεμβάσεις.

Ειδικότερα λαμβάνοντας υπόψη τη διαθεσιμότητα και τους βασικούς κανονισμούς σύνταξης της στατικής μελέτης του υπάρχοντος κτιρίου, το κείμενο αυτό αποσαφηνίζει το συνδυασμό και την εφαρμογή των επιμέρους ισχυουσών διατάξεων καθορίζοντας δύο ομάδες εξ αυτών, την (Α) και την (Β), οι οποίες αντίστοιχα αφορούν:

(Α) στον σχεδιασμό του φέροντος οργανισμού νέων κτιρίων με: ΕΑΚ2000, ΕΚΩΣ2000, EN1990, EN1991, EN19921-1, EN1993-1-1, EN1994-1-1, EN1995-1-1, EN1996-1-1, EN1997-1, EN1998-1 και

(B) στην αποτίμηση ή/και αύξηση της φέρουσας ικανότητας του υπάρχοντος φέροντος οργανισμού κτιρίων με ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EN 1998-3, με στόχο τη διασφάλιση ικανοποιητικής στάθμης ασφαλείας αλλά και οικονομικότητας και εφαρμοσιμότητας της επέμβασης. Γενικά στην εν λόγω Απόφαση η αναφορά στους Ελληνικούς Κανονισμούς που χρησιμοποιήθηκαν ως βάση για τη σύνταξη της μελέτης υπάρχοντος κτιρίου, εννοείται εκείνη η αναθεώρησή τους, η οποία είχε ληφθεί υπόψη ως ισχύουσα κατά το χρόνο εκπόνησης της μελέτης, σύμφωνα με την πολεοδομική άδεια του υπάρχοντος κτιρίου. Για δε τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα (Ευρωκώδικες), χρησιμοποιείται η ονομασία τους με το πρόθεμα «EN». Περαιτέρω η ικανοποίηση των απαιτήσεων των ισχυόντων κανονισμών ή προτύπων της ομάδας (B) αποτελεί κριτήριο ελέγχου γενικής ισχύος, που μπορεί να εφαρμοστεί για κάθε περίπτωση αποτίμησης ή/και επέμβασης σε υπάρχον κτίριο. Για μελέτες επεμβάσεων, οι οποίες εξυπηρετούν λειτουργικές μεταβολές σε υφιστάμενα κτίρια (προσθήκες, μετατροπές, αλλαγές χρήσης), καθορίζονται ειδικές περιπτώσεις, στις οποίες η συμμόρφωση προς τις απαιτήσεις των κανονισμών της ομάδας (B) μπορεί να τεκμηριωθεί με απλοποιημένο τρόπο, χωρίς τη διεξαγωγή των ελέγχων γενικής ισχύος. Επίσης δίνονται ορισμένοι κανόνες, οι οποίοι συμπληρώνουν την εφαρμογή των κανονισμών των ομάδων (A) και (B), για την περίπτωση δομητικών επεμβάσεων σε υπάρχοντα κτίρια. Τέλος με την εν λόγω Απόφαση επέρχεται η κατάργηση και αντικατάσταση κάθε αντίθετης πρόβλεψης σε παλαιότερη εγκύκλιο ή σχετική οδηγία για τον έλεγχο υφισταμένων κτιρίων.

Συγκεκριμένα, για ένα υπάρχον κτίριο στο οποίο γίνεται προσθήκη, θα πρέπει να υπάρξει ικανοποίηση των απαιτήσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή του EC8 και στο τμήμα της προσθήκης, ο έλεγχος θα γίνεται για την περίπτωση χωρίς σεισμό σύμφωνα με τους κανονισμούς της ομάδας A και για την περίπτωση υπό σεισμικές δράσεις θα γίνει μια προεκτίμηση κατ' εφαρμογή του ισχύοντος κανονισμού της ομάδας A με σεισμό σχεδιασμού, ένα κατ' εκτίμηση ποσοστό του σεισμού σχεδιασμού των νέων κτιρίων και ακολουθεί ο έλεγχος σύμφωνα με τους Κανονισμούς της ομάδας B. Δηλαδή ο τελικός έλεγχος γίνεται μαζί με την προσθήκη, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή EC8. Οι προϋποθέσεις για τα ανωτέρω είναι το κτίριο να μην εμφανίζει ενδείξεις σημαντικής στατικής ανεπάρκειας. Επιπλέον για τις προσθήκες, λαμβάνεται υπόψη αν η στατική μελέτη του υπάρχοντος έχει γίνει με «πλήρη πρόβλεψη της προσθήκης», δηλαδή όλοι οι όροφοι της προσθήκης έχουν συμπεριληφθεί στο στατικό προσομοίωμα του υπάρχοντος. Με την έννοια «ενδείξεις σημαντικής στατικής ανεπάρκειας», σύμφωνα με τις νέες διατάξεις διασαφηνίζεται ότι με τον όρο αυτό αναφερόμαστε σε εμφανείς βλάβες του φέροντος οργανισμού ή εμφανείς σοβαρές αδυναμίες σχεδιασμού. Συνήθεις περιπτώσεις σημαντικών ενδείξεων ανεπάρκειας είναι οι εξής:

- Μεγάλου εύρους ρωγμές (μεγαλύτερες από 0.4-0.5mm)
- Σημαντική μείωση του οπλισμού λόγω διάβρωσης
- Κοντά υποστρώματα χωρίς περίσφιγξη σε κρίσιμες θέσεις
- Σημαντική μείωση τοιχοπληρώσεων σε γειτονικούς ορόφους (πχ πυλωτή) ή έντονα ασύμμετρη διάταξή τους σε συνδυασμό με έλλειψη κατακορύφων στοιχείων με σημαντική δυσκαμψία (δηλαδή οδηγούμαστε στην περίπτωση αστοχίας του κτιρίου λόγω του σχηματισμού μαλακού ορόφου). Περαιτέρω καθορίζονται τέσσερις κατηγορίες κτιρίων ως ακολούθως:

Κατηγορία 1	Κτίρια που έχουν μελετηθεί με βάση τους Κανονισμούς της Ομάδας Α, έτσι όπως ισχύουν σήμερα
Κατηγορία 2	Κτίρια που έχουν μελετηθεί με βάση τους κανονισμούς ΝΕΑΚ/ΝΕΚΩΣ (1992), ΕΑΚ/ΕΚΩΣ (2000) EN1998-1, EN1992-1-1, EN 1993-1-1, EN1994-1-1, EN1995, EN 1996
Κατηγορία 3	Κτίρια που έχουν μελετηθεί με τις «Πρόσθετες Διατάξεις του 1984», από Ο.Σ. και κατηγορίας σπουδαιότητας Ι ή ΙΙ
Κατηγορία 4	Οποιοδήποτε κτίριο

Επίσης η εν λόγω Απόφαση αναφέρει πως δεν απαιτείται έλεγχος για την περίπτωση αλλαγής χρήσης, από την οποία δεν προκαλούνται δυσμενείς συνέπειες. Για παράδειγμα, δεν θεωρείται δυσμενής συνέπεια αν έχει αλλάξει η σεισμική ζώνη, ωστόσο θεωρείται δυσμένεια η αλλαγή χρήσης του κτιρίου που μπορεί να οδηγήσει σε καταπόνηση του φορέα με επιπλέον φορτία που ενδεχομένως δεν είχαν συνυπολογιστεί στην αρχική μελέτη. Συγκεκριμένα, ο πίνακας των πιθανών Δυσμενών Συνεπειών (Δ.Σ.) κωδικοποιείται ως ακολούθως:

<b>Δ.Σ.1</b>	Αύξηση κατακόρυφων φορτίων
<b>Δ.Σ.2</b>	Αύξηση μαζών και επομένως σεισμικών φορτίων
<b>Δ.Σ.3</b>	Αλλαγή στατικού συστήματος που φέρει οριζόντια φορτία
<b>Δ.Σ.4</b>	Δυσμενέστερη σεισμική απόκριση λόγω επιδείνωσης της μη κανονικότητας οφειλόμενη σε αλλαγή τοιχοπληρώσεων
<b>Δ.Σ.5</b>	Αύξηση του συντελεστή σπουδαιότητας

Συγκεκριμένα, η δυσμένεια Δ.Σ.1 (αύξηση κατακόρυφων φορτίων) περιγράφεται ως εξής «όποιο φέρον στοιχείο επηρεάζεται, ελέγχεται με κανονισμό της ομάδας Α και αν παρατηρηθούν ανεπάρκειες, αυτές αποκαθίστανται». Όσον αφορά στις κατηγορίες δυσμενών συνεπειών Δ.Σ.2, Δ.Σ.5, υπάρχει απαλλαγή εφόσον ισχύουν τα ακόλουθα:



$$\rho_v \leq \rho_\alpha$$

όπου

$$\rho_v = \frac{V_{\text{μετά}}}{V_{\text{πριν}}}$$

$V_{\text{πριν}}$  και  $V_{\text{μετά}}$ , οι τέμνουσες βάσης πριν και μετά τη μετατροπή

Με τιμές  $\rho_\alpha$  ως εξής:

- Για κτίρια κατηγορίας 1 και 2 το  $\rho_\alpha$  προκύπτει από τον ακόλουθο πίνακα
- Για κτίρια κατηγορίας 3 το  $\rho_\alpha=1,25$
- Για κτίρια κατηγορίας 4, ήτοι για οποιοδήποτε κτίριο το  $\rho_\alpha=1,05$

**Πίνακας  $\rho_\alpha$**

Κατηγορία Κτιρίου	Κατηγορία Σπουδαιότητας			
	I	II	III	IV
1	1,6	1,35	1,0	1,0
2	1,6	1,35	1,0	1,0
3	1,25	1,25	1,0	1,0
4	1,05		1,0	1,0

Περαιτέρω οι δυσμενείς συνέπειες Δ.Σ.3 (αλλαγή στατικού συστήματος) κρίνονται σοβαρότατες και δεν υπάρχει απαλλαγή. Σε κάθε περίπτωση έχει εφαρμογή το κριτήριο Γενικής Ισχύος, δηλαδή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή ο EC8. Ομοίως για τις δυσμενείς συνέπειες Δ.Σ.4 δεν υπάρχει απαλλαγή και ομοίως εφαρμόζονται τα κριτήρια γενικής ισχύος και γίνεται με βάση αυτά, ο έλεγχος επιδείνωσης μη κανονικότητας (για παράδειγμα όπως ο έλεγχος δυσμενούς επιρροής τοιχοπληρώσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρ. 5.9.2). Περνώντας στην περίπτωση επεμβάσεων με τη μορφή προσθηκών, στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρεται ότι για τα κτίρια της νέας κατηγορίας 1 υπάρχει απαλλαγή χωρίς πρόσθετες προϋποθέσεις. Για την κατηγορία 2 υπάρχει απαλλαγή εφόσον ισχύουν τα ακόλουθα:

$$\rho \leq \rho_\alpha \text{ όπου } \rho = \frac{u_{g,n}}{\gamma_1 \alpha_{g,\varepsilon}} \text{ και}$$

$\alpha_{g,n}$  = η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού (σήμερα) με  $\gamma_1=1,0$  αλλά με βάση τον EC8 να ληφθεί τιμή  $S=1,0$  για εδάφη Β ή C

$\gamma_1 \alpha_{g,\varepsilon}$  = η τελική τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού που έχει ληφθεί στη μελέτη.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
$\rho_\alpha$	1,60	1,35	1,00	1,00

Αν δεν ικανοποιείται η ανωτέρω συνθήκη μπορεί να περιοριστεί ο αριθμός των ορόφων της προσθήκης και να ικανοποιείται η σχέση :

$$\rho_v \leq \rho_a \text{ όπου } \rho_v = \frac{V_n}{V_e}$$

και  $V_n$ ,  $V_e$  οι τέμνουσες στη βάση του κτιρίου για τιμές εδαφικών επιταχύνσεων  $\alpha_{g,n}$  και  $\gamma_1 \alpha_{g,e}$  αντίστοιχα.

Τα κτίρια που ανήκουν στην Κατηγορία 3 απαλλάσσονται εφόσον:

$$\rho_v \leq 1,25 \text{ όπου } \rho_v = \frac{V_n}{V_{e,u}}$$

όπου  $V_n$  η τέμνουσα στη βάση του κτιρίου μετά την προσθήκη υπολογιζόμενη για εδαφική επιτάχυνση  $\alpha_{g,n}$  σύμφωνα με τον ισχύοντα σήμερα κανονισμό της ομάδας Α και τιμή  $q=2,3$  και  $V_{e,u}=1,75V_e$ , όπου  $V_e$  η τέμνουσα στη βάση του κτιρίου (για συνολική επιτάχυνση  $\gamma_1 \alpha_{g,e}$ ) όπως έχει υπολογιστεί κατά τη μελέτη του υπάρχοντος (με τις τότε ισχύουσες σεισμικές και μη σεισμικές δράσεις)

**Πίνακας  $\rho_a$**

Κατηγορία Κτιρίου	Κατηγορία Σπουδαιότητας			
	I	II	III	IV
1	Δεν ελέγχεται			
2	1,6	1,35	1,0	1,0
3	1,25	1,25	-	-

Ειδικότερα για τις περιπτώσεις υλοποίησης προσθηκών αναφέρεται ότι εφόσον έχει τεκμηριωθεί η απαλλαγή του υφιστάμενου από τον έλεγχο γενικού κριτηρίου, για τα κτίρια κατηγορίας 1 και 2, η μελέτη εκπονείται σύμφωνα με τον ίδιο κανονισμό που έχει μελετηθεί το υφιστάμενο. Για την κατηγορία 3 χρησιμοποιείται το στατικό σύστημα της πρόβλεψης, ο σεισμός μελέτης είναι ο ίδιος όπως για  $V_n$  και η όπλιση γίνεται σύμφωνα με Κανονισμούς Ομάδας Α. Στη σύνθετη περίπτωση που υπάρχει ταυτόχρονα προσθήκη και αλλαγή χρήσης ισχύουν τα ακόλουθα:

1) Ελέγχονται αν ικανοποιούνται οι συνθήκες απαλλαγής για δυσμένειες  $\Delta 1, \Delta 2, \Delta 3$

2)  $\rho_v \leq \rho_a$  όπου  $\rho_v = \frac{V_{\text{μετ } \acute{\alpha}}}{V_{\text{πριν}}}$

όπου το  $\rho_a$  δίνεται από τον σχετικό πίνακα για κτίρια 1,2 και 3 (όχι για 4)

και  $V_{\text{μετ } \acute{\alpha}}$  είναι η τέμνουσα βάσης στο κτίριο μετά την μετατροπή και την προσθήκη υπολογιζόμενη για εδαφική επιτάχυνση  $\alpha_{g,n}$

Για κτίρια κατηγορίας 1 ή 2 ή 3

$V_{\text{πριν}}$  είναι η τέμνουσα βάσης στο κτίριο με την προσθήκη (αλλά όχι με την μετατροπή) υπολογιζόμενη για εδαφική επιτάχυνση  $\gamma_1 \alpha_{g,e}$

Ομοίως με την περίπτωση που υπάρχει μόνο προσθήκη

Και  $V_{priv}=V_e$  για κατηγορίες κτιρίων 1 και 2 ή  $V_{e,u}$  για κατηγορίες κτιρίων 3

Ειδικότερα στο ακόλουθο ενδεικτικό διάγραμμα ροής, παρουσιάζεται η ισχύουσα νομοθεσία περί επεμβάσεων και κωδικοποιείται η θεωρητική ανάλυση της παρούσας εργασίας, αναδεικνύοντας τις δυνατότητες επιλογής κανονισμών και ενεργειών, για όλες τις επιμέρους περιπτώσεις υφιστάμενων κατασκευών, που υπόκεινται σε οποιαδήποτε επέμβαση κατά τα ανωτέρω οριζόμενα. Με βάση το συνταχθέν διάγραμμα αφετηρία όλων των ενεργειών προς την κατεύθυνση της ορθής σύνταξης της μελέτης αποτίμησης, αποτελεί η διαθεσιμότητα ή μη στατικής μελέτης για το υπάρχον κτίριο. Εάν δεν υφίσταται ή δεν ανευρεθεί, η εν λόγω στατική μελέτη, τότε ο μελετητής οφείλει να διενεργήσει ελέγχους με βάση τα κριτήρια γενικής ισχύος της ομάδας Β, απ' όπου θα προκύψει εάν το κτίριο χρειάζεται ενίσχυση ή όχι. Το επόμενο κομβικό στοιχείο που ο μελετητής καλείται να εξετάσει είναι το εάν υπάρχουν ενδείξεις σημαντικής στατικής ανεπάρκειας. Εν συνεχεία εξετάζεται το είδος της λειτουργικής μεταβολής και αν υφίσταται πλήρης πρόβλεψη, οπότε το επόμενο κομβικό σημείο αφορά στην ταυτόχρονα με την προσθήκη επερχόμενη αλλαγή χρήσης με δυσμενή επίδραση. Εάν όχι, οδηγούμαστε προς την επιλογή των κανονισμών της ομάδας Α, δηλαδή μπορεί να εφαρμοστεί κατά περίπτωση ο ΝΕΑΚ, ο ΝΕΚΩΣ, οι Ευρωκώδικες κλπ. Εάν πάλι υπάρχει ταυτόχρονη αλλαγή χρήσης μαζί με την προσθήκη, οδηγούμαστε στο δεύτερο κλάδο του διαγράμματος, που αφορά στις περιπτώσεις αλλαγών χρήσης ή μετατροπών. Η πρώτη παράμετρος που εξετάζεται από το μελετητή είναι εάν η αλλαγή χρήσης προξενεί δυσμενή επίδραση. Σε θετική περίπτωση, το κυριότερο στοιχείο μελέτης αναδεικνύεται το κατά πόσον προσαυξάνονται τα κατακόρυφα φορτία του φορέα. Εάν αυτά δεν επηρεάζονται, εξετάζεται η ενδεχόμενη αλλαγή του στατικού συστήματος των οριζόντιων φορτίων. Στην περίπτωση όμως που επαυξάνονται, τότε γίνεται έλεγχος των στοιχείων με κανονισμούς της ομάδας Α, διορθώνονται τυχόν ανεπάρκειες και κατόπιν εξετάζεται η αλλαγή του στατικού συστήματος των οριζόντιων φορτίων.

Η μη αλλαγή του στατικού συστήματος, οδηγεί σε ένα επιπλέον κομβικό σημείο ελέγχου, που αφορά στο κατά πόσο επιδεινώνεται η κανονικότητα του κτιρίου. Εάν ένα εκ των δύο αυτών κριτηρίων δεν επαρκεί, κινούμαστε σε ελέγχους με κριτήρια γενικής ισχύος ομάδας Β (όπως δηλαδή και στην περίπτωση που δεν διατίθεται στατική μελέτη) και κρίνεται το κτίριο ως επαρκές ή όχι. Εάν πάλι δεν υπάρχει επιδείνωση της μη κανονικότητας, τίθεται μια σειρά επιπλέον σημείων ελέγχου. Αρχικά εκείνο που πρέπει να γίνει στην αλλαγή χρήσης είναι να εξεταστεί αν θα αυξηθούν τα σεισμικά φορτία και ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής και κατόπιν να εξεταστεί εάν η αλλαγή χρήσης συνδυάζεται με προσθήκη ή όχι. Εάν όχι, εφαρμόζονται οι κανονισμοί της ομάδας Α, εάν ναι διερευνάται εκ νέου εάν η αλλαγή χρήσης έχει δυσμενή επίδραση και ακολουθείται ο κλάδος που περιγράφηκε προηγουμένως.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΜΕΛΕΤΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ**

### **3.1 Αιτιολόγηση μελετών–Στατιστική ανάλυση στοιχείων της Υπηρεσίας Δόμησης Δήμου Αγίας Παρασκευής.**

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, θα αναπτυχθούν μελέτες περίπτωσης, για δύο χαρακτηριστικές δομητικές επεμβάσεις στα κτίρια. Τα επιμέρους υποθετικά σενάρια που εξετάζονται, αφορούν σε κτίρια που υφίστανται σε θεωρητικό επίπεδο και προσεγγίζουν τις περιπτώσεις που απαντώνται, ως εισερχόμενες υποθέσεις στις αρμόδιες Υπηρεσίες Δόμησης. Στόχος εξέτασης των εν λόγω περιπτώσεων είναι η ανάδειξη της διαφοροποίησης των επιμέρους αποτελεσμάτων με την εφαρμογή διαφορετικών διαχρονικά κανονιστικών πλαισίων. Συγκεκριμένα θα εξεταστούν οι ακόλουθες περιπτώσεις:

α) Προσθήκη μεταλλικού φορέα ανελκυστήρα (κατά τα έτη ισχύος των αντίστοιχων διαχρονικά αντισεισμικών κανονισμών από το 1959 έως το 1999) στατικός εξαρτημένου, σε πενταώροφο κτίριο κατοικιών που έχει μελετηθεί με τους ισχύοντες κανονισμούς του έτους 1959. Επιπλέον εξετάζεται το δυσμενέστερο σενάριο προσθήκης στο κτίριο του 1959 με τους ισχύοντες σήμερα κανονισμούς.

β) Αλλαγή χρήσης διωρόφου κτιρίου με εγκεκριμένη χρήση κατοικίας που έχει μελετηθεί με τους κανονισμούς του έτους 1959, 1984, 1992 και 1999 και μετατράπηκε σε επαγγελματικό χώρο με χρήση παιδικού σταθμού κατά τα ίδια έτη ισχύος των κανονισμών ανεγέρσεως. Επιπλέον εξετάζεται το δυσμενέστερο σενάριο αλλαγής χρήσης διωρόφου κτιρίου του 1959 με τους ισχύοντες σήμερα κανονισμούς. Αναλυτικά τα επιμέρους σενάρια που εξετάστηκαν με γνώμονα τις μελέτες περίπτωσης που προαναφέρθηκαν, παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες<sup>8</sup>.

Σύμφωνα με το σκεπτικό της επιλογής των ανωτέρω περιπτώσεων ελήφθη υπόψη ότι η οικονομική κρίση, που έλαβε χώρα από τις αρχές του έτους 2009, οδήγησε σε μια πολύ σημαντική μεταβολή της οικοδομικής δραστηριότητας στην Ελλάδα και επέφερε εκτός των άλλων, μείωση των σχεδιασμένων και υλοποιημένων κτιριακών υποδομών, οι οποίες έχουν ακολουθήσει τις σύγχρονες προδιαγραφές και έχουν μελετηθεί με εκείνους τους κανονισμούς που παράγουν με βάση το σεισμό σχεδιασμού, ασφαλείς μελλοντικά κατασκευές.

---

<sup>8</sup> Οι αναγραφόμενοι κανονισμοί αφορούν στην τροποποίηση εκείνη που ίσχυε κατά τον χρόνο εκπόνησης της μελέτης

Προσθήκη κατ' επέκταση				
ΣΕΝΑΡΙΟ	ΕΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΙΣΧΥΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	ΕΤΟΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ	ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ
1	1980	1959	1982	1959
2	1980	1959	1987	1984
3	1980	1959	1995	1992 (Ν.Ε.Α.Κ.)
4	1980	1959	2003	1999 (Ε.Α.Κ.)

Αλλαγή χρήσης				
ΣΕΝΑΡΙΟ	ΕΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΙΣΧΥΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	ΕΤΟΣ ΑΛΛΑΓΗΣ ΧΡΗΣΗΣ	ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ
1	1980	1959	1982	1959
2	1987	1984	1989	1984
3	1995	1992	1997	1992 (Ν.Ε.Α.Κ.)
4	2003	1999	2004	1999 (Ε.Α.Κ.)

Παράλληλα παρατηρείται ότι υπήρξε ανάγκη αξιοποίησης του υφιστάμενου κτιριακού δυναμικού, μέσα από τη λειτουργική του αναβάθμιση και βελτίωση, και η οικοδομική δραστηριότητα προσανατολίστηκε, σε όποια μέρη της Ελλάδος δεν ήταν ανύπαρκτη, προς την κατεύθυνση της επέμβασης επί υφιστάμενου κελύφους, με τεχνικοοικονομική βελτιστοποίηση, που οδήγησε σε μεταβολή σε σχέση με το παρελθόν, του ποσοστού των εκδοθεισών αδειών που αφορούσαν σε προσθήκες αλλά και σε αλλαγές χρήσης, προς αξιοποίηση των υπαρχόντων κτιρίων.

Στον «Πίνακα Αδειών Δόμησης» παρουσιάζονται τα στοιχεία που αντλήθηκαν από το διαδικτυακό πρόγραμμα «Διαύγεια» που αφορά στο σύνολο της δράσης της δημόσιας διοίκησης

και συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι διοικητικές πράξεις, που έχουν αναρτηθεί σύμφωνα με τις διατάξεις του Ν.4030/2011 (Τρόπος έκδοσης Αδειών Δόμησης) και αναφέρονται στις κατ' έτος οικοδομικές άδειες (άδειες δόμησης κατά την έννοια του εν λόγω νομοθετικού πλαισίου, όπως αναθεωρήσεις, ενημερώσεις και κατεδαφίσεις) που εκδόθηκαν κατά το διάστημα 2014-2017 από την Υπηρεσία Δόμησης του δήμου της Αγίας Παρασκευής-Αττικής και εμπεριέχουν τις περιπτώσεις ενδιαφέροντός μας, ήτοι προσθήκες και αλλαγές χρήσης κτιρίων. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι υλοποιημένες δομητικές επεμβάσεις που αφορούν σε αλλαγή χρήσης, είναι πολύ περισσότερες από εκείνες που αριθμητικά αποτυπώνονται στον εν λόγω πίνακα, δηλαδή οι εγκεκριμένες αλλαγές χρήσης μετά από έκδοση σχετικής αδείας είναι πολύ λιγότερες, με ότι αυτό συνεπάγεται ως προς την εκπόνηση αντισεισμικής μελέτης, κατόπιν αλλαγής σπουδαιότητας ή αύξησης φορτίων κλπ, καθώς μεγάλος αριθμός ιδιοκτητών ή εκμισθωτών χώρων, προχωρούν στις όποιες επεμβάσεις χωρίς την έκδοση οικοδομικής αδείας για τους ακόλουθους λόγους:

- α) δεν απαιτείται από τις περαιτέρω σχετικές εγκρίσεις των φορέων αδειοδότησής τους.
- β) έχουν άγνοια της εκάστοτε ισχύουσας νομοθεσίας.
- γ) προσπαθούν να αποφύγουν κοστοβόρες και χρονοβόρες διαδικασίες αδειοδότησης.

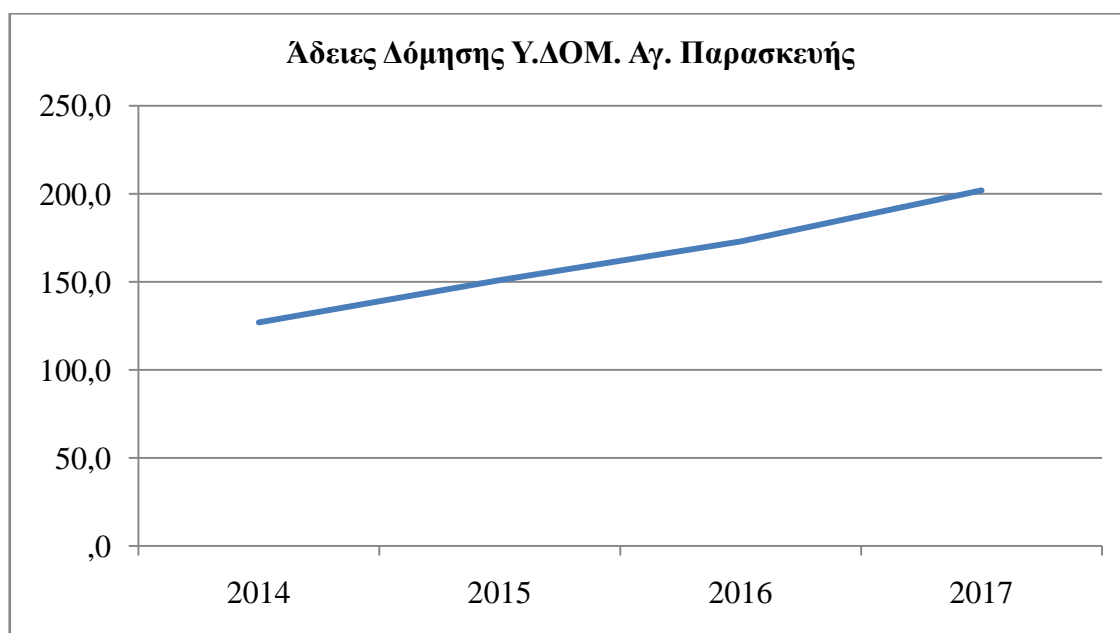
Επίσης σημειώνεται ότι ένας σημαντικός αριθμός προσθηκών, εκτός εκείνων που αφορούν στις καθ' ύψος και κατ' επέκταση, εμπίπτουν στην περίπτωση προσθήκης ανελκυστήρα επί υφιστάμενου κτιρίου, ο οποίος ενώ στην πράξη κατασκευάζεται ως στατικός εξαρτημένος, πλην όμως, προκειμένου να εκδοθεί η σχετική έγκριση της πολεοδομίας, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ν.4030/2011, μελετάται αυτοτελώς ως στατικός ανεξάρτητος με νέους κανονισμούς (έκδοση έγκρισης εργασιών μικρής κλίμακας με προσκόμιση, μεταξύ άλλων δικαιολογητικών, της στατικής μελέτης της εν λόγω προσθήκης) και με στόχο να αποφευχθεί η εκπόνηση ειδικών μελετών που ανεβάζουν σημαντικά το κόστος της μελέτης και απαιτούν επιπλέον χρόνο για την έκδοση της εν λόγω αδείας από την αρμόδια Υπηρεσία Δόμησης, ενώ παράλληλα στην περίπτωση εκδόσεως αδείας δόμησης απαιτούν τον περαιτέρω έλεγχο ορθής υλοποίησης της μελέτης από καθορισμένο ελεγκτή δόμησης. Η ανάγκη υλοποίησης των εν λόγω προσθηκών έχει προκύψει, λόγω του ότι πολλά υφιστάμενα κτίρια προ του 1980, κατασκευάζονταν μέχρι και τετραόροφα χωρίς ανελκυστήρα. Επίσης μέχρι και το έτος 2012 η προσθήκη ανελκυστήρα απαιτούσε την έκδοση οικοδομικής αδείας, με ότι αυτό συνεπάγεται σε ότι αφορά στην υποβολή των επιμέρους μελετών, ενώ με την εφαρμογή της Απόφασης του Υπουργείου Περιβάλλοντος με αρ. 55174/2013 (ΦΕΚ 2605/Β/15-10-2013) περί της χορήγησης της έγκρισης εργασιών μικρής κλίμακας, η διαδικασία απλοποιήθηκε σημαντικά και ως εκ τούτου πολλοί ενδιαφερόμενοι έσπευσαν προς έκδοση αυτής. Ακολούθως παρατίθενται και τα αντίστοιχα γραφήματα που αναδεικνύουν την αριθμητική μεταβολή των εκδοθεισών αδειών για προσθήκες

και αλλαγές χρήσεως, στη διάρκεια των τελευταίων τεσσάρων ετών. Ειδικότερα στα εν λόγω γραφήματα παρατηρείται καταρχήν μια αύξηση την τελευταία τριετία στο συνολικό αριθμό αδειών, που εκδίδονται ετησίως στους δήμους χωρικής αρμοδιότητας της Υπηρεσίας Δόμησης του Δήμου Αγίας Παρασκευής (Δ. Πεντέλης, Δ. Βριλησίων, Δ. Παπάγου-Χολαργού, Δ. Ψυχικού, Δ. Αγ. Παρασκευής), γεγονός που οφείλεται στο ότι έχουν αυξηθεί σημαντικά οι οικοδομικές άδειες που αφορούν επεμβάσεις με τη μορφή προσθήκης. Συγκεκριμένα το 2016, περίπου μία στις πέντε άδειες αφορούσε προσθήκη σε υφιστάμενο κτίριο. Το παραπάνω στοιχείο μπορεί να ερμηνευτεί λογικά από το γεγονός ότι η οικονομική κρίση και εν γένει η δυσχέρεια χρηματοδότησης από τις τράπεζες, ώθησε τις επιχειρήσεις και τους ιδιώτες, να καλύψουν τις επαγγελματικές και οικιστικές τους ανάγκες, μέσω αξιοποίησης της υπάρχουσας οικιστικής περιουσίας, με επεμβάσεις κατάλληλες για την εκάστοτε χρήση.

#### ΠΙΝΑΚΑΣ ΑΔΕΙΩΝ ΔΟΜΗΣΗΣ

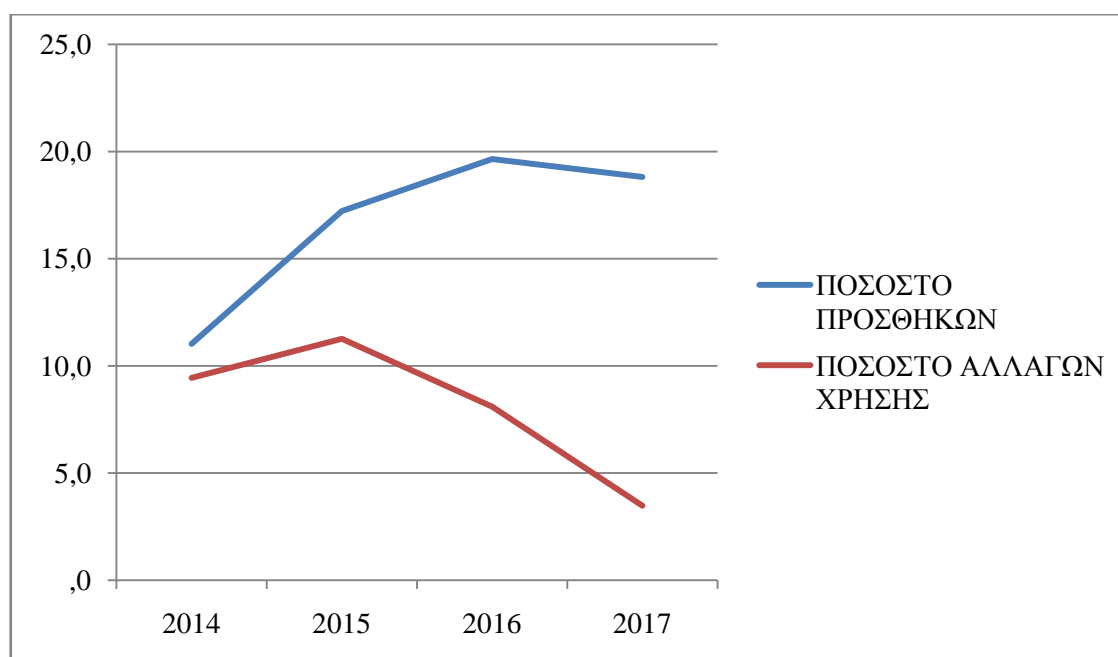
ΑΔΕΙΕΣ ΔΟΜΗΣΗΣ	2014	2015	2016	2017
ΠΡΟΣΘΗΚΕΣ	14	26	34	38
ΑΛΛΑΓΕΣ ΧΡΗΣΗΣ	12	17	14	7
ΣΥΝΟΛΟ ΑΔΕΙΩΝ	127	151	173	202
ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΠΙ ΤΟΥ ΣΥΝΟΛΟΥ ΠΡΟΣΘΗΚΩΝ	11,02%	17,22%	19,65%	18,81%
ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΠΙ ΤΟΥ ΣΥΝΟΛΟΥ ΑΛΛΑΓΩΝ ΧΡΗΣΗΣ	9,44%	11,26%	8,09%	3,47%





Η ποσοστιαία μεταβολή για την περίπτωση της αλλαγής χρήσης, η οποία εμφανίζει αξιοσημείωτη μείωση, εξηγείται από το γεγονός ότι πολλοί είναι εκείνοι που ενώ θα έπρεπε να εκδίδουν σχετική άδεια για την όποια αλλαγή χρήσης, αλλαγή σπουδαιότητας και εν γένει μεταβολή της ταυτότητας του κτιρίου, αυθαιρέτως προβαίνουν σε εργασίες περί αυτού, χωρίς να εκδίδουν τη νόμιμη οικοδομική άδεια και χωρίς να ελέγχονται αυτεπαγγέλτως από το κράτος είτε μέσω της θεσμοθετημένης διαδικασίας από τους ιδιώτες μηχανικούς.

#### ΠΡΟΣΘΗΚΕΣ-ΑΛΛΑΓΕΣ ΧΡΗΣΗΣ



Άλλες περιπτώσεις που παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον και χρήζουν εφαρμογής των διατάξεων περί δομητικών μεταβολών, είναι η αλλαγή χρήσης από κατοικία σε παιδότοπο, ωδείο, φροντιστήριο, θέατρο, μονάδα ημερήσιας φροντίδας καθώς και οι εν γένει προσθήκες που ενώ μελετώνται ως στατικώς ανεξάρτητες υλοποιούνται πρακτικά ως εξαρτημένες, με ότι αυτό συνεπάγεται για τη στατική λειτουργία του νέου φορέα, που δημιουργείται από την ενιαία λειτουργία. Αξίζει να επισημανθεί ότι όλες οι ανωτέρω υφιστάμενες επεμβάσεις κατά τη συνήθη προαναφερθείσα πρακτική, υλοποιούνται χωρίς την έκδοση σχετικής αδειοδότησης από την αρμόδια πολεοδομική υπηρεσία και χωρίς την εκπόνηση στατικής μελέτης.

Οι αλλαγές στις κατηγορίες σπουδαιότητας που επήλθαν με την Απόφαση του 2010 καθόρισαν σαφώς τις επιμέρους διαβαθμίσεις, όπου η σπουδαιότητα εμπίπτει στην κατηγορία Σ3, συνεπώς όταν το αρχικό κτίριο είναι κατηγορίας Σ2 και πλέον λόγω της αλλαγής χρήσης κατατάσσεται στην κατηγορία Σ3, απαιτείται η αποτίμηση με βάση το ισχύον νομοθετικό πλαίσιο. Παρατίθενται οι κατηγορίες σπουδαιότητας Σ2 και Σ3 πριν και μετά την εφαρμογή της Απόφασης Δ17α/10/44/ΦΝ275/10.

#### ΦΕΚ 2184/Β/1999

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ1
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ	1,00
Σ3	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	1,15

**ΦΕΚ 270/Β/2010**

Κατηγορία Σπουδαιότητας (ΦΕΚ 270/Β/2010)		γ1
Σ2	<p>Συνήθη κτίρια όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά-βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασης και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπάρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία Σ4, κλπ</p>	1,00
Σ3	<p>Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κ.λπ.</p>	1,15

Επιπλέον σε ότι αφορά στις μελέτες περίπτωσης που εξετάζονται στην παρούσα εργασία, έγινε και αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. των δύο κτιρίων κατασκευής 1980. Η ανάλυση που ακολουθεί στα ΚΕΦΑΛΑΙΑ 4 και 5, αφορά αντίστοιχα στη συγκριτική αξιολόγηση των δεδομένων και αποτελεσμάτων των ΣΕΝΑΡΙΩΝ 1 με εκείνα της αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και το κάθε κεφάλαιο ολοκληρώνεται με την παρουσίαση συγκεντρωτικά των επιμέρους αποτελεσμάτων από τις επιλύσεις των ΣΕΝΑΡΙΩΝ 2,3,4. Περαιτέρω ο φέρων οργανισμός των εν λόγω περιπτώσεων είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πλήρωσης από οπτοπλινθοδομές. Το δε έργο αποτελεί κοινή κατασκευή (πλάκες - διασταυρούμενες δοκοί επί υποστυλωμάτων και μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς). Οι επιμέρους επιλύσεις και των δύο περιπτώσεων έγιναν με χρήση του στατικού προγράμματος Statics και κατά την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, ενώ δεν χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία για την επίλυση των πλακών και τα επιμέρους φορτία κατανεμήθηκαν απευθείας στις δοκούς και περαιτέρω στα υποστυλώματα.

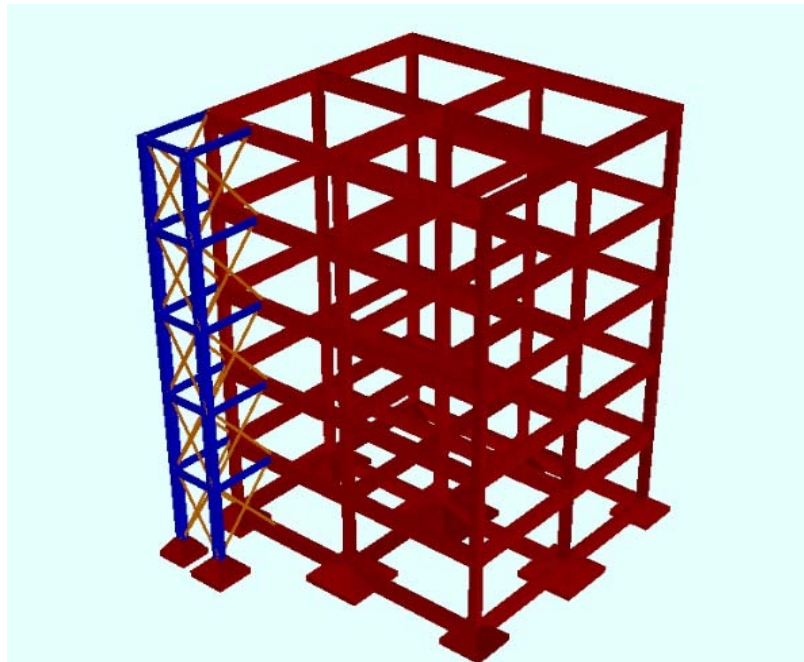
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.

### ΜΕΛΕΤΗ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ

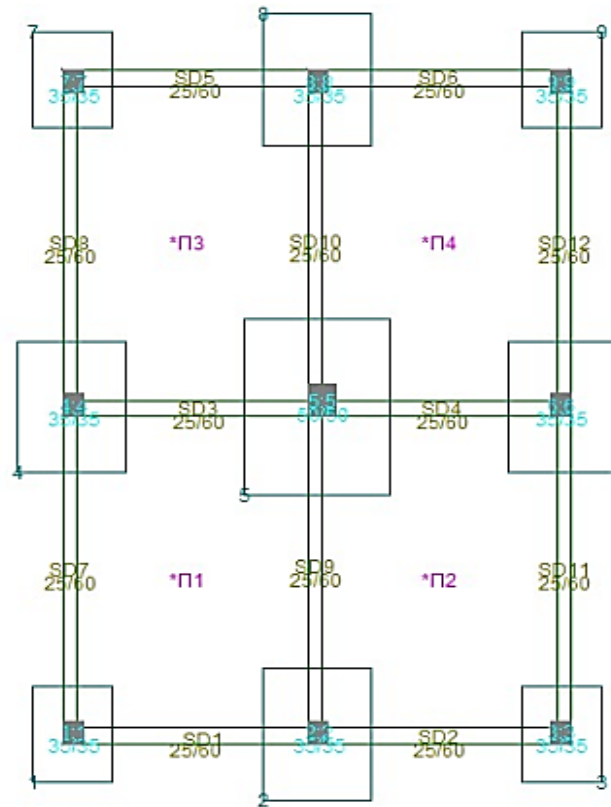
#### 4.1 Προσθήκη στατικώς εξαρτημένου μεταλλικού φορέα ανελκυστήρα σε υπάρχουσα πενταώροφη πολυκατοικία

##### 4.1.1 Περιγραφή φορέα

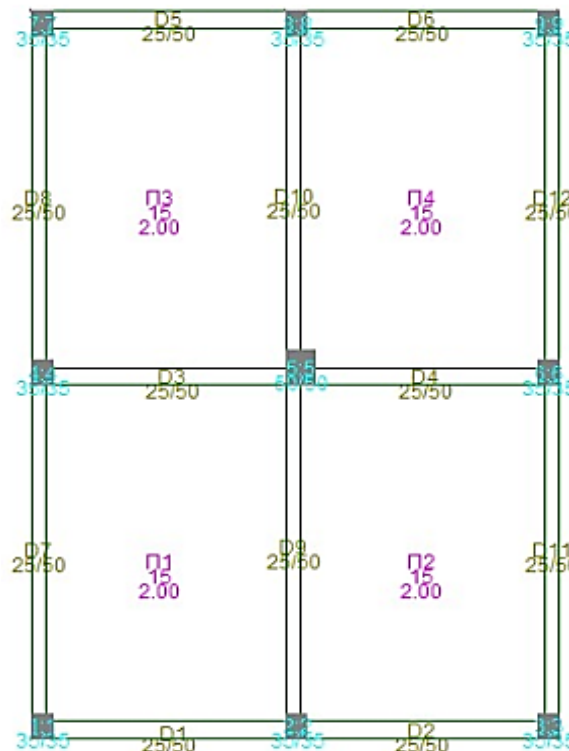
Στο παρόν κεφάλαιο θα αναφερθούμε στην περίπτωση της προσθήκης μεταλλικού φορέα ανελκυστήρα (κατά τα έτη ισχύος των αντίστοιχων διαχρονικά αντισεισμικών κανονισμών από το 1959 έως το 1999) στατικώς εξαρτημένου, σε πενταώροφο κτίριο κατοικιών που έχει μελετηθεί με τους ισχύοντες κανονισμούς του έτους 1959, ενώ παράλληλα θα εξεταστεί το δυσμενέστερο σενάριο προσθήκης στο κτίριο του 1959 με τους ισχύοντες σήμερα κανονισμούς. Το συνολικό ύψος του εν λόγω κτιρίου είναι 15m, με ύψος ορόφου 3m. Η θεμελίωση θεωρήθηκε ότι αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς διαστάσεων 25/60cm. Το κεντρικό πέδιλο, θεωρείται ότι έχει αυξημένη διάσταση καθώς αναλαμβάνει αναλογικά μεγαλύτερο κατακόρυφο αξονικό φορτίο. Η κάτοψη του κτιρίου είναι κανονική και ομοίως υπάρχει κανονικότητα καθ' ύψος. Οι πλάκες έχουν πάχος 15cm και λόγω ανομοιομορφίας διαστάσεων  $x$  και  $y$  (λόγος  $y/x$  αρκετά αυξημένος) θα επιλυθούν κατά την ανάλυση ως διέριστες. Επίσης όλες οι δοκοί των ορόφων έχουν διαστάσεις 25x50cm. Το κεντρικό υποστύλωμα είναι διαστάσεων 50x50cm ενώ όλα τα περιμετρικά υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 35x35cm.



Εικόνα 4-1: Τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα πενταώροφου φορέα στο στατικό λογισμικό Statics.

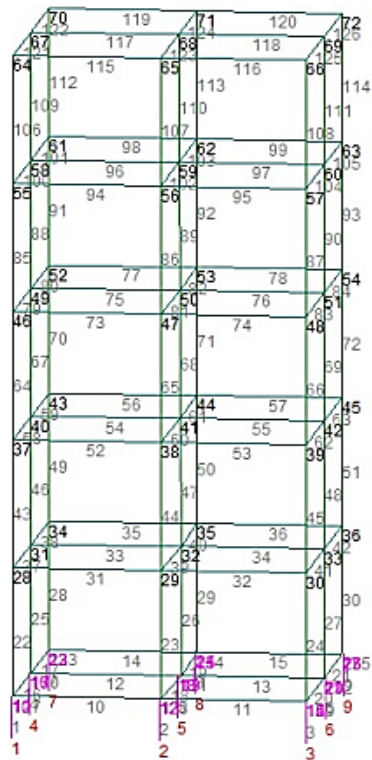


Εικόνα 4-2: Ξυλότυπος θεμελίωσης πεντάωροφου κτιρίου ( $z=0m$ )



Εικόνα 4-3: Ξυλότυπος τυπικού ορόφου πεντάωροφου κτιρίου ( $z=3m$ )

Εφόσον ο πενταώροφος φορέας έχει θεωρητικά σχεδιαστεί με βάση τους παλαιότερους ισχύοντες κανονισμούς ήτοι αυτούς του 1959, είναι απαραίτητο για τη διερεύνησή του κατά τη διαδικασία δομητικής επέμβασης, της κατ' επέκταση στατικής εξαρτημένης προσθήκης του μεταλλικού ανελκυστήρα, να εφαρμοστούν οι επιμέρους διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθότι αποτελούν ουσιαστικά μονόδρομο προς την κατεύθυνση της ασφαλούς σχεδίασης της εν λόγω επέμβασης.



Εικόνα 4-4: Τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα πενταώροφου φορέα στο στατικό λογισμικό Statics.

Τα σημαντικότερα σημεία των κανονισμών του 1959 που μας απασχολούν λόγω της ελλοχεύουσας επισφάλειας είναι οι χαμηλές ποιότητες υλικών (χάλυβας ποιότητας St I και σκυρόδεμα B160 που αντιστοιχεί σε τωρινό χαμηλής ποιότητας σκυρόδεμα C10/15, με ελλιπή κατεργασία και λόγους νερού προς τσιμέντου όπως αναφέρθηκε στα θεωρητικά κεφάλαια) και χαμηλές τιμές φορτίων σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, η σύννοψη των υλικών και των φορτίων παρουσιάζονται ακολούθως:

I. ΦΟΡΤΙΑ	
α. Μόνιμα	
Ειδικό βάρος Ο. Σ.	2.4 t/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων	100 kg/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη δώματος	130 kg/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Μπατικές	360 kg/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Δρομικές	210 kg/m <sup>2</sup>
β. Κινητά	
Κατοικιών	200 kg/m <sup>2</sup>
Καταστημάτων	500 kg/m <sup>2</sup>
Εξωστών	500 kg/m <sup>2</sup>
Δώματος	150 kg/m <sup>2</sup>
Κλιμακοστασίων	350 kg/m <sup>2</sup>
II. ΥΛΙΚΑ	
Σκυρόδεμα	B 160
Χάλυβας	St I
Χάλυβας συνδετήρων	St I
III. ΣΕΙΣΜΟΣ	
Σεισμικότητα	I
Σπουδαιότητα κατασκευής	ΣΥΝΗΘΗΣ
Σεισμικός συντελεστής	$\varepsilon = 0.04$
IV. ΕΔΑΦΟΣ	
Επιτρ. τάση εδάφους	200 KNt/m <sup>2</sup>
Δείκτης εδάφους	100000 KNt/m <sup>2</sup>

Επίσης χαρακτηριστικό είναι ότι ο σεισμικός συντελεστής (0.04) είναι κατά 75% μικρότερος από τον αντίστοιχο σημερινό (0.16), για την ίδια ζώνη επικινδυνότητας (I) και δεν δίνεται έμφαση στην αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής, όπως επιβάλλει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ο Ευρωκώδικας. Ωστόσο, το τελευταίο στοιχείο, στην περίπτωση συνήθους κατασκευής με έδαφος κανονικής ποιότητας, θεωρείται ήσσονος σημασίας, σε σχέση με άλλες ουσιαστικές ελλείψεις του παλαιού κανονισμού, όπως η απουσία της έννοιας της πλαστιμότητας και τα μειωμένα φορτία σχεδιασμού. Σύμφωνα με τους τότε ισχύοντες κανονισμούς, οι πλάκες επιλύονται κατά Czerny. Η κατανομή του φορτίου στις δοκούς γίνεται κατά DIN1045. Ο φορέας



επιλύεται σαν πλαίσιο στο χώρο (μέθοδος Χωρικού Πλαισίου), η ανάλυση του οποίου γίνεται με εφαρμογή πεπερασμένων στοιχείων. Το εν λόγω πρόγραμμα επίλυσης κατασκευάζει το γενικό μητρώο ακαμψίας και το μητρώο φορτίων της κατασκευής. Εν συνεχεία δημιουργείται ένα σύστημα γραμμικών εξισώσεων ισορροπίας από την επίλυση του οποίου, προκύπτουν οι μετακινήσεις και οι στροφές των ελεύθερων κόμβων (6 βαθμοί ελευθερίας ανά ελεύθερο κόμβο). Από τις μετακινήσεις των κόμβων και τα φορτία των μελών, υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη (3 δυνάμεις και 3 ροπές) στα άκρα κάθε μέλους. Η ανάλυση βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές:

1. Ο φορέας αποτελείται από γραμμικά μέλη
2. Το υλικό κατασκευής είναι ελαστικό
3. Η ανάλυση ισχύει μόνο για μικρές μετακινήσεις–στροφές, ώστε να μην εμφανίζονται φαινόμενα 2ας τάξεως
4. Οι συντελεστές ακαμψίας υπολογίζονται στην απαραμόρφωτη κατασκευή, ενώ οι εξισώσεις ισορροπίας ισχύουν για την παραμορφωμένη κατασκευή.

Η ροπή που ασκείται στο έδαφος, θεωρούμενο ως ακλόνητη στήριξη, λόγω κατασκευαστικής εκκεντρότητας και σεισμικής ροπής, προκαλεί στροφή στο θεμέλιο και μοιράζεται στα στοιχεία ακαμψίας (στύλο, συνδετήρια δοκό και έδαφος) βάσει του δείκτη αντιστάσεως του καθενός. Επιπρόθετα γίνεται έλεγχος στη βάση του υποστυλώματος για τη ροπή που προέρχεται από τη στροφή του πεδύλου. Η επίλυση των πεδύλων γίνεται με την μέθοδο του ελαστικού εδάφους. Η δε διαστασιολόγηση γίνεται με τη μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων και εκτελούνται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε κάμψη, διάτμηση, στρέψη, θλίψη και λυγισμό σύμφωνα με τους ισχύοντες Ελληνικούς Κανονισμούς. Η ορθογωνική κατανομή του σεισμού γίνεται σε όλους τους κόμβους του φορέα σύμφωνα με τον τύπο:

$$H_{xi} = \varepsilon * W_i$$

$$H_{yi} = \varepsilon * W_i$$

Όπου  $\varepsilon$  ο σεισμικός συντελεστής και  $W_i$  το βάρος που κατανέμεται στον κόμβο  $i$ . Το βάρος υπολογίζεται από τα μόνιμα και κινητά φορτία με βάση τον τύπο:

$$W_i = W_{i\_μόνιμα} + W_{i\_κινητά}$$

Οι έλεγχοι επάρκειας των στοιχείων της κατασκευής γίνονται για τους εξής συνδυασμούς φορτίσεων:

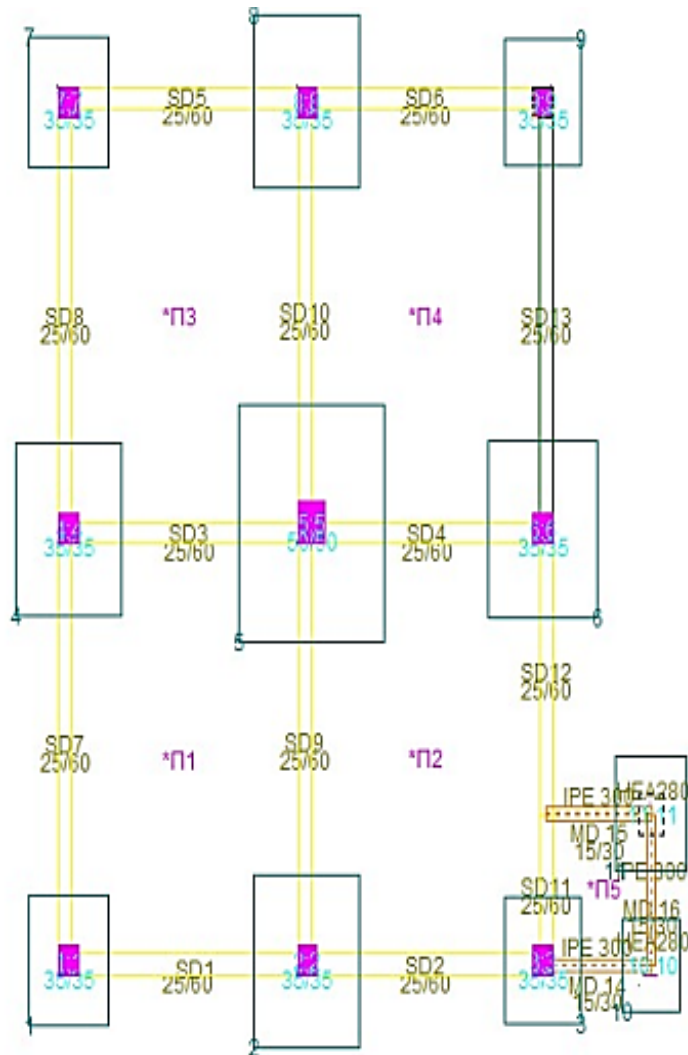
1. Μόνιμα + Κινητά
2. Μόνιμα + Κινητά + Σεισμός X
3. Μόνιμα + Κινητά - Σεισμός X
4. Μόνιμα + Κινητά + Σεισμός Y

## 5. Μόνιμα + Κινητά - Σεισμός Υ

και οι εφαρμοζόμενοι κανονισμοί είναι οι ακόλουθοι:

Κανονισμός Φορτίσεως Δομικών Έργων (Β.Δ. από 10/12/1945)

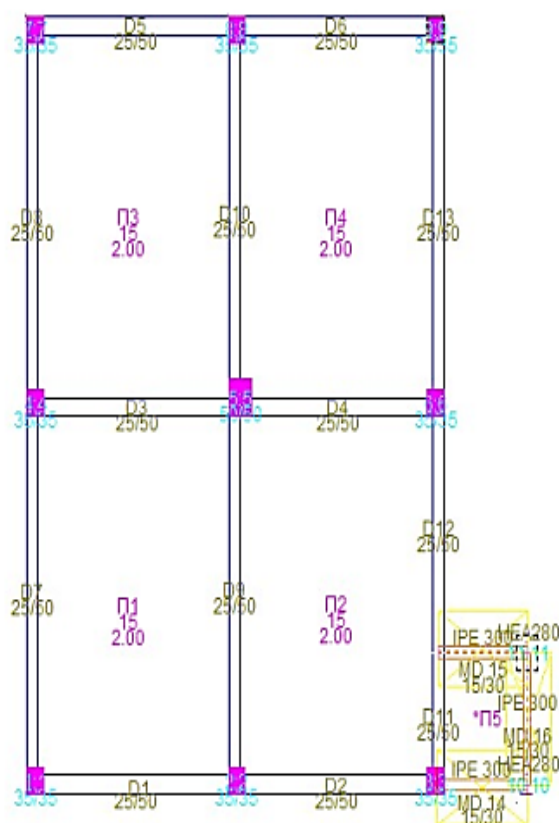
Κανονισμός για τη μελέτη και εκτέλεση οικοδομικών έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Β.Δ. από 18/2/1954).



Εικόνα 4-5: Ξυλότυπος θεμελίωσης πεντάωροφου κτιρίου ( $z=0m$ ) μετά την προσθήκη του ανελκυστήρα

Στο επόμενο στάδιο ο ίδιος φορέας επιλύεται αποτιμώμενος με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αρχικά η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει την αποτύπωση των φερόντων στοιχείων του υφιστάμενου κτίριου καθώς και των αντιστοίχων οπλισμών του (θέσεις, διαστάσεις οπλισμών). Επίσης περιλαμβάνει την τεκμηρίωση της ποιότητας των υλικών του φέροντος οργανισμού, με επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές (και των υλικών δόμησης του οργανισμού

πληρώσεως, εφόσον συμμετέχει στη συμπεριφορά του δομήματος). Για την αποτύπωση διεξάγονται λεπτομερείς και αναλυτικές μετρήσεις των γεωμετρικών διαστάσεων των φερόντων στοιχείων της ανωδομής (πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων) και της θεμελίωσης, με εκτέλεση εκσκαφών σε χαρακτηριστικές θέσεις. Με αντιπαραβολή των διατιθέμενων σχεδίων της οικοδομικής αδειάς και των επί τόπου μετρήσεων, επιβεβαιώθηκε η εφαρμογή της αρχικής εγκεκριμένης μελέτης. Επίσης, υλοποιείται φωτογραφική τεκμηρίωση χαρακτηριστικών σημείων του φέροντος οργανισμού. Η δε μορφή του φορέα μετά την προσθήκη του ανελκυστήρα παρουσιάζεται ακολούθως και όπως προκύπτει από το ενδεικτικό σχήμα, ο ανελκυστήρας είναι μεταλλικού τύπου και έχουν επιλεγεί διατομές IPE300 και HEA280.



Εικόνα 4-6: Ξυλότυπος τυπικού ορόφου πενταώροφου κτιρίου ( $z=3\text{m}$ ) μετά την προσθήκη του ανελκυστήρα

Για την τεκμηρίωση των υλικών ακολουθήθηκαν οι εξής διαδικασίες:

Σκυρόδεμα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 3.7.1) έγινε πυρηνοληψία σε 3 υποστυλώματα, 3 δοκούς, 3 πλάκες, ανά δύο ορόφους (και τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά στοιχείο στον κρίσιμο όροφο του ισογείου) επειδή το κτίριο είναι μεγαλύτερο των δύο ορόφων, και τα ληφθέντα δοκίμια υποβλήθηκαν σε εργαστηριακό έλεγχο. Επίσης έγινε χρήση επιτόπιων έμμεσων μεθόδων με υπέρηχους ή κρουσίμετρο ή εξόλκευση ήλου. Τα ραβδόμορφα στοιχεία (υποστυλώματα, δοκοί) ελέγχθηκαν στα άκρα τους, ενώ τα τοιχώματα στη βάση τους, σε κάθε όροφο. Το ποσοστό των

κατακόρυφων στοιχείων που ελέγχθηκε με έμμεσες μεθόδους σε κάθε όροφο, ήταν για μεν τα κατακόρυφα στοιχεία 50%, για δε τα οριζόντια (δοκοί ή πλάκες) επίσης 50%.

Χάλυβας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 3.7.2) Η τεκμηρίωση της κατηγορίας του χάλυβα έγινε με οπτική αναγνώριση των οπλισμών των αναμονών και των τομών αποκάλυψης που διενεργήθηκαν σε τουλάχιστον τρεις (3) χαρακτηριστικές θέσεις ανά όροφο και ανά ομοειδές στοιχείο υποστύλωμα-δοκό-πλάκα. Οι οπλισμοί που φάνηκαν στις τομές ήταν λείοι, οπότε ανήκουν στην κατηγορία ST I. Ομοίως και οι οπλισμοί των συνδετήρων ήταν λείοι, οπότε ανήκουν στην κατηγορία ST I. Προς επιπρόσθετη επιβεβαίωση της ποιότητας του χάλυβα λήφθηκαν δείγματα ράβδων οπλισμού τουλάχιστον τρία (3) σε αριθμό, και περίπου ίδιας διαμέτρου, από τον κρίσιμο όροφο (ισόγειο) και υποβλήθηκαν σε εργαστηριακές δοκιμές (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα), από τις οποίες και προέκυψε η ποιότητα ST III (ή ST IV, ή ST I προσ αυξημένη κατά 20%).

Τα αποτελέσματα όλων των εργαστηριακών και επιτόπιων δοκιμών έχουν ως ακολούθως:

- Σκυρόδεμα  $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$ , Σ.Α.Δ. Υψηλή  $\Rightarrow \gamma_c = 1,50$
- Μέτρο Ελαστικότητας  $E_c = 22 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,30} = 27,1 \text{ GPa}$
- Χάλυβας  $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ , Συνδετήρων  $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ , Σ.Α.Δ. Υψηλή  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$

Για τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό έγιναν επιτόπιες μετρήσεις και εργαστηριακές δοκιμές σύμφωνα με την § 3.7.1.3.α και προέκυψαν τα κάτωθι δεδομένα:

- Σκυρόδεμα  $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$ , Σ.Α.Δ. Υψηλή  $\Rightarrow \gamma_c = 1,50$
- Χάλυβας  $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ , Συνδετήρων  $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ , Σ.Α.Δ. Υψηλή  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$
- Γεωμετρικά Στοιχεία Σ.Α.Δ. Υψηλή  $\Rightarrow \gamma_{G1} = 1,35 \gamma_{G2} = 1,10$

Με βάση την εμπειρία που υπάρχει από παρακείμενες κατασκευές, που είναι θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς και αφενός μεν δεν έχουν εμφανίσει υποχωρήσεις, αφετέρου δε έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις, το έδαφος κρίνεται ότι αποτελείται από πολύ πυκνό αμμοχάλικο ή πολύ σκληρή άργιλο και άρα κατατάσσεται στην κατηγορία Β. Απαιτείται εδαφοτεχνική έρευνα διότι οι νέες επεμβάσεις στο κτίριο προκαλούν πρόσθετες δράσεις στο έδαφος.

Με βάση τις παραδοχές της υπάρχουσας μελέτης και την επιτόπου αυτοψία επιλέγεται:

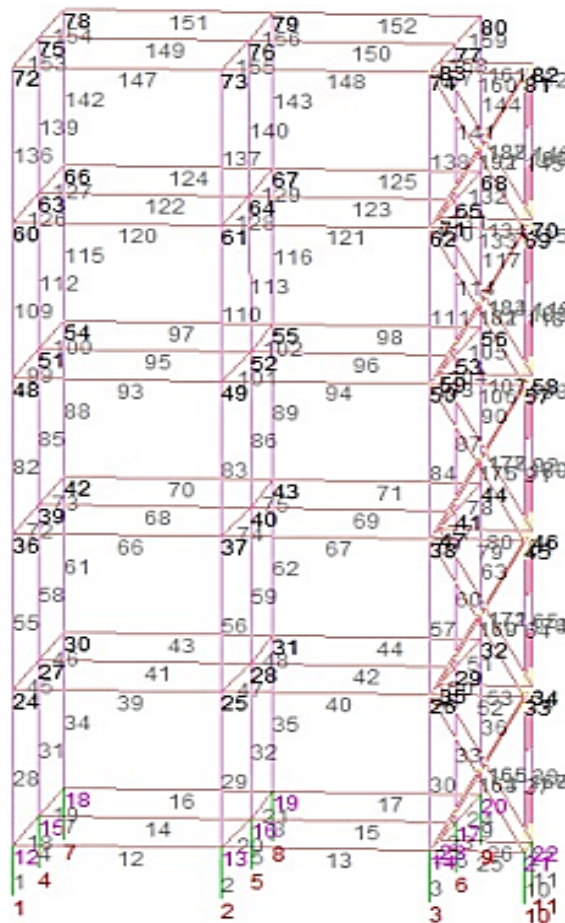
Επιτρ. τάση εδάφους  $200 \text{ KN/m}^2$

Μέτρο Ελαστικότητας Εδάφους  $100000 \text{ KN/m}$

Στάθμη Επιτελεστικότητας = Β

Πιθανότητα υπέρβασης 10% (μέση περίοδος επαναφοράς 475 έτη)

Προσεγγιστικός υπολογισμός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$



Εικόνα 4-7: Τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα φορέα μετά την προσθήκη μεταλλικού ανελκυστήρα

Επίσης έχουμε: Ευμενή παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία. Ο Κανονισμός κατασκευής είναι πριν το 1985άρα από τον πίνακα Σ 4.4 προκύπτει  $q' = 1,70$

Και περαιτέρω γνωρίζουμε ότι:

-Το σύστημα του φέροντος οργανισμού από άποψη πλαστιμότητας είναι ψαθυρό

-Η στάθμη επιτελεστικότητα είναι Β ήτοι «Σημαντικές Βλάβες»,οπότε από τον πίνακα 4.1

έχουμε  $\frac{q^*}{q} = 0,80$  και τελικά  $q = q \cdot \frac{q^*}{q} = 1,70 \times 0,80 = 1,36$

Τα φορτία και οι παραδοχές για την αποτίμηση κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι τα ακόλουθα:

I. ΦΟΡΤΙΑ	
α. Μόνιμα	
Ειδικό βάρος Ο. Σ.	25.00 KN/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων	1.00 KN/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη δώματος	1.20 KNt/m <sup>2</sup>
Γραμμικό φορτίο στο άκρο εξωστών	5.00 KN/m
Οπτοπλινθοδομές Μπατικές	3.60 KNt/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Δρομικές	2.10 KNt/m <sup>2</sup>
β. Κινητά	
Κατοικιών	2.00 KN/m <sup>2</sup>
Καταστημάτων	5.00 KNt/m <sup>2</sup>
Εξωστών	5.00 KN/m <sup>2</sup>
Δώματος	1.50 KNt/m <sup>2</sup>
Κλιμακοστασίων	3.50 KNt/m <sup>2</sup>
II. ΥΛΙΚΑ	
Σκυρόδεμα	B 160
Χάλυβας	StI
Χάλυβας συνδετήρων	StI
III. ΣΕΙΣΜΟΣ	
Σεισμικότητα	I
Σπουδαιότητα κατασκευής	ΣΥΝΗΘΗΣ
Σεισμικός συντελεστής	$\varepsilon = 0.04$
IV. ΕΔΑΦΟΣ	
Επιτρ. τάση εδάφους	200 KNt/m <sup>2</sup>
Δείκτης εδάφους	100000 KNt/m <sup>2</sup>

Κατηγορία εδάφους = B

Επιδιωκόμενη Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή (ΚΠΧ)

Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους  $0.16 \cdot g$

Συντελεστής Σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1.00$

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς  $q_x = 1.36$ ,  $q_y = 1.36$

Μέγιστες σεισμικές επιταχύνσεις  $S_{dx} = 3.46 \text{ m/sec}^2$ ,  $S_{dy} = 3.46 \text{ m/sec}^2$

Με δεδομένο ότι το δόμημα αποτελεί κοινή κατασκευή, της οποίας ο βασικός φέρων οργανισμός είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πλήρωσης από

οπτοπλινθοδομή, ο δε φέρων οργανισμός αποτελείται από οριζόντιες επάλληλες πλάκες, μονολιθικά συνδεδεμένες με διασταυρούμενες δοκούς και υποστυλώματα, μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς, η ανάλυση που πραγματοποιείται βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές:

1. Ο φορέας αποτελείται από μέλη γραμμικής παραμόρφωσης.
2. Το υλικό κατασκευής είναι συνεχές, ομογενές, ισότροπο, γραμμικό και ακολουθεί το νόμο του Hooke.
3. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης ισχύουν μόνο για μικρές μετακινήσεις ώστε να είναι δόκιμη, η αγνόηση των φαινομένων 2ας τάξεως.
4. Οι συντελεστές ακαμψίας υπολογίζονται στον απαραμόρφωτο φορέα ενώ οι εξισώσεις ισορροπίας εφαρμόζονται για την παραμορφωμένη θέση του φορέα.

Ομοίως με την ανωτέρω αρχική επίλυση ο φορέας αντιμετωπίζεται ως πλαίσιο στο χώρο, με 6 βαθμούς ελευθερίας ανά ελεύθερο κόμβο (μέθοδος χωρικού πλαισίου), η δε ανάλυσή του γίνεται με τη μέθοδο των μετακινήσεων. Το πρόγραμμα ομοίως δημιουργεί το γενικό μητρώο ακαμψίας του φορέα και το συνολικό μητρώο φορτίων της κατασκευής. Παράγει δε το γραμμικό σύστημα εξισώσεων (εξισώσεις ισορροπίας) από την επίλυση του οποίου, προκύπτουν οι μεταθέσεις και στροφές των ελευθέρων κόμβων. Εξαιρεση αποτελούν οι αντίστοιχοι κόμβοι της θεμελίωσης για τους οποίους αναιρούνται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας. Από τις μετακινήσεις των κόμβων υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη (3 δυνάμεις και 3 ροπές) στα άκρα κάθε μέλους. Η αντιστροφή του μητρώου ακαμψίας γίνεται με την αριθμητική μέθοδο Choleski- Skyline. Στα μέλη του μαθηματικού προσομοιώματος του φορέα αποδίδονται οι γεωμετρικές ιδιότητες που υπολογίζονται με τους γνωστούς τύπους της γεωμετρίας, ενώ για τις ιδιότητες ακαμψίας χρησιμοποιούνται οι τύποι της αντοχής των υλικών, αλλά με τις κατάλληλες μειώσεις λόγω ρηγμάτωσης όπως προβλέπεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. από τον πίνακα Σ.4.1. Περαιτέρω τα κατακόρυφα φορτία εφαρμόζονται στο φορέα κατά τις παραδοχές του DIN 1045. Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η μέθοδος οριζόντιας φόρτισης η καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής δράσης θεωρείται τριγωνική με βάση τον τύπο 4.11 του Ευρωκώδικα 8 και με εκκεντρότητες σχεδιασμού σύμφωνα με τον τύπο 4.3 της παραγράφου 4.3.2. Στην περίπτωση εφαρμογής ιδιομορφικής ανάλυσης, το πλήθος των ιδιομορφών που εξετάζεται καθορίζεται σύμφωνα με τους τύπους 4.14a και 4.14b της παραγράφου 4.3.3.3.1 του Ευρωκώδικα 8 και οι εκκεντρότητες σχεδιασμού, όπως στη μέθοδο οριζόντιας φόρτισης. Το σύστημα των διαφορικών εξισώσεων 2ας τάξεως που προκύπτει επιλύεται με χρήση της μεθόδου υπέρθεσης των ιδιομορφών. Η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων στο κάθε υπολογιζόμενο μέγεθος γίνεται με την ακριβή μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Η δε μέγιστη τιμή

τυχόντος μεγέθους αποκρίσεως  $X$  για ταυτόχρονη δράση των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού, βρίσκεται με βάση τη μεθοδολογία του Newmark για τους επόμενους συνδυασμούς:

$$X = \pm 1,0 * X_x \pm 0,3 * X_y$$

$$X = \pm 0,3 * X_x \pm 1,0 * X_y$$

Η προσομοίωση των μαζών της κατασκευής γίνεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$M = (G + \varphi * \psi_2 * Q) / 9,81$$

όπου  $G$  και  $Q$  είναι τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής ( $G$ =μόνιμα και  $Q$ =κινητά),  $\psi_2$  είναι ο συντελεστής για την οιονεί μόνιμη τιμή των κινητών φορτίων και  $\varphi$  ο συντελεστής που προκύπτει σύμφωνα με τον πίνακα 4.2 του Ευρωκώδικα 8.

Τα εντατικά μεγέθη των πλακών υπολογίζονται με τη μέθοδο Czerny και οι αντιδράσεις ομοιόμορφα φορτισμένων πλακών υπολογίζονται κατά DIN 1045, με γεωμετρικό μερισμό των επιφανειών φόρτισης προκειμένου να κατανεμηθούν ως φορτία σχεδιασμού στις περιμετρικές δοκούς. Οι μέγιστες και ελάχιστες ροπές ανοίγματος υπολογίζονται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα 2. Οι δράσεις σχεδιασμού ελέγχονται με βάση το συνδυασμό της σχέσης (4.30) της παραγρ. 4.4.2.6 του Ευρωκώδικα 8

$$E_{fd} = E_{fg} + \gamma_{Rd} * \Omega * E_{fe}$$

Η ικανοτική ένταση για την οποία ελέγχονται τα θεμέλια, πρέπει να παραλαμβάνεται από το έδαφος χωρίς υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Η δε ροπή που μεταφέρεται στο έδαφος (θεωρούμενο ως ακλόνητη στήριξη) λόγω κατασκευαστικής εκκεντρότητας και σεισμικής ροπής, προκαλεί στροφή στο θεμέλιο και κατανέμεται στα στοιχεία ακαμψίας (υποστυλώματα, συνδετήριες δοκούς και έδαφος) με βάση τους επιμέρους δείκτες αντιστάσεως. Επιπρόσθετα γίνεται έλεγχος στη βάση του υποστυλώματος, για τη ροπή που προέρχεται από τη στροφή του πεδίλου. Η επίλυση των πεδίων γίνεται χρησιμοποιώντας για την εξιδανίκευση του εδάφους, το μοντέλο Winkler. Οι δράσεις σχεδιασμού υπολογίζονται, με βάση την αρχή της επαλληλίας ως ακολούθως:

$$S_d = 1,35 * G + 1,50 * Q \text{ για στατική φόρτιση, και}$$

$$S_d = G + \psi_2 * Q \pm \gamma_{SD} * E * (G + \varphi * \psi_2 * Q) \text{ για φόρτιση με σεισμό,}$$

$$\text{όπου } \gamma_{SD} = 1,00 \text{ (Πίνακας } \Sigma.4.2)$$

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε η ελαστική φασματική μέθοδος, με θεώρηση άκαμπτου εδάφους και αρηγμάτωτες διατομές. Τα οριζόντια φορτία και η κατανομή τους καθ' ύψος γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8. Από τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν για κάθε υποστύλωμα, υπολογίστηκε ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός για κάθε υποστύλωμα κι από αυτόν προέκυψαν οι συντελεστές  $\lambda(M) = A_{s\_απαιτούμενο} / A_{s\_υπάρχον}$  για την επάρκεια σε κάμψη και  $\lambda(V) = V_{sd} / V_{rd}$  για την επάρκεια σε διάτμηση. Ελέγχεται για κάθε υποστύλωμα αν



ισχύει  $\lambda(M) \leq 2,5$  ως προϋπόθεση εφαρμογής των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας Β ή Γ, (§5.5.2 και §5.6.1), ενώ για την περίπτωση της Στάθμης Επιτελεστικότητας Α δεν απαιτείται ο έλεγχος της §5.6 και μπορεί να εφαρμοστούν οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Από την ανωτέρω ανάλυση για το υφιστάμενο κτίριο, προέκυψε ότι δεν υπάρχει επάρκεια για όλα τα μέλη του φέροντος οργανισμού και προτείνονται διορθωτικές και βελτιωτικές επεμβάσεις που δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσης εργασίας.

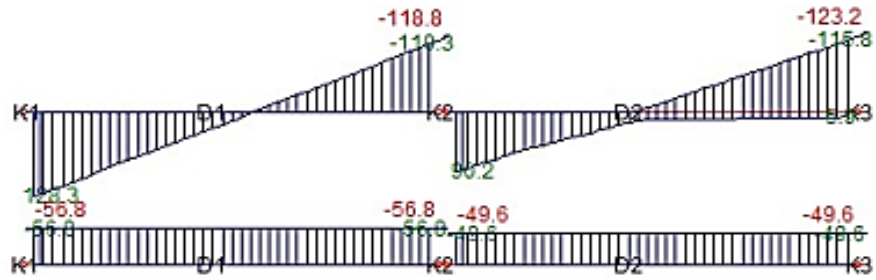
#### 4.1.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών επιμέρους επιλύσεων

Η απεικόνιση των εντατικών μεγεθών αναδεικνύει πώς διαφοροποιούνται οι περιγραφείσες αναλύσεις, εκείνη σύμφωνα με τον Κανονισμό του 1959 από την κατά τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως προς τα επιμέρους αποτελέσματα. Για το σκοπό αυτό θα παρουσιαστούν συγκριτικά αποτελέσματα για ορισμένα κρίσιμα μέλη δοκών και υποστυλωμάτων και η ιδιομορφική ανάλυση. Στις ακόλουθες παραθέσεις διαγραμμάτων, αρχικά παρουσιάζονται εκείνα του 1959 και εν συνεχεία τα αντίστοιχα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Περαιτέρω στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α της παρούσης παρατίθενται τα επιμέρους συγκεντρωτικά στοιχεία και αποτελέσματα ανά στάθμη του εξεταζόμενου κτιρίου, με βάση τον Κανονισμό του 1959 και κατά τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Από την επισκόπηση των αποτελεσμάτων προκύπτουν τα ακόλουθα:

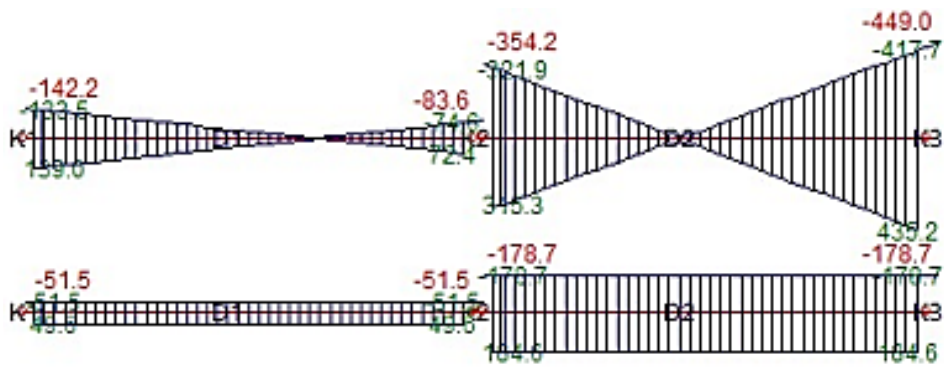
Το κτίριο σύμφωνα με τον κανονισμό του 1959 έδωσε δύο κύριες ιδιοπεριόδους με τιμές 0,44sec και 0,42sec κατά x και κατά y αντιστοίχως. Ομοίως η αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. έδωσε 0,86sec και 0,92sec κατά x και κατά y. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι στην επίλυση με τον νέο κανονισμό, το κτίριο εκτιμήθηκε ως φορέας με σημαντικά μικρότερη δυσκαμψία από ότι είχε αρχικώς υπολογιστεί, το οποίο μπορεί να σημαίνει ότι τα αποτελέσματα είναι ευνοϊκότερα, καθώς εβρισκόμενοι στο φθίνοντα σεισμικό κλάδο και όχι στον οριζόντιο (όπως θα ίσχυε με ιδιοπερίοδο της τάξης των 0,5sec) η φασματική επιτάχυνση είναι μικρότερη και εν γένει είναι μικρότερα και τα σεισμικά εντατικά μεγέθη. Το κέντρο βάρους ουσιαστικά συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής στους παλαιούς κανονισμούς (4,66-4,67m και 5,16-5,17m κατά x και κατά y) με μια διαφορά των δύο σημείων, αλλά και καθ' ύψος, της τάξης του 1cm. Αντιθέτως, στην επίλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρατηρείται και διαφορά στις θέσεις των Κ.Β. και των Κ.Ε.Σ αλλά και διαφορά μεταξύ τους, κάτι που οδηγεί στη δημιουργία εκκεντροτήτων και ευστρεφίας του κτιρίου. Χαρακτηριστικά παρατίθεται ότι το Κ.Β.x=4,83m στην επίλυση φαίνεται ως απόσταση Κέντρου Μάζας από Κέντρο Δυσκαμψίας (αντί για 4,67m) και το Κ.Ε.Σ.x=4,92m, το Κ.Β.y=5,02m (αντί για 5,17m) και Κ.Ε.Σ.y=4,75m (αντί για 5,17m). Άρα οι εκκεντρότητες κατά x και y είναι της τάξεως των 10-30cm, σημαντικά μεγαλύτερες από την ταύτιση στον παλιό φορέα. Παρατηρείται μια μικρή αύξηση των μονίμων φορτίων για την

επίλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (από 1130kNσε 1180kN). Η αύξηση είναι της τάξης του 5% και ενώ δεν μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα, παρόλα ταύτα δεν μπορεί να εκληφθεί ως ο κύριος παράγοντας διαφοροποίησης των τελικών αποτελεσμάτων, κατά την αποτίμηση και τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής. Λόγω του ότι το κτίριο είναι κανονικό και στις δύο διευθύνσεις, δεν εισάγονται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιπλέον συντελεστές ανομοιομορφίας, που θα έκαναν πιο έντονες τις διαφοροποιήσεις στα αποτελέσματα των τελικών επιλύσεων. Τέλος, διαπιστώνεται ότι παρά την ύπαρξη εκκεντροτήτων και πάλι το κτίριο στην ανάλυση εκτιμήθηκε από το λογισμικό ως στρεπτικά δύσκαμπτο.

Σε ότι αφορά στον υπολογισμό συντελεστών συμπεριφοράς σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αξίζει να σημειωθεί ότι κατά τους παλαιότερους κανονισμούς, δεν υπήρχε η έννοια του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου που πρακτικώς αποτελεί συντελεστή «ασαφειών» όσον αφορά στην μετελαστική συμπεριφορά ενός κτιρίου και στις πλαστικές του δυνατότητες. Επιλέχθηκε δε συντελεστής συμπεριφοράς  $q=3,6$  που προέκυψε από τη μορφή του στατικού φορέα (πολύροφα πολύστυλα πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα) και την εκτίμηση ότι έχει χαμηλή στάθμη πλαστιμότητας. Ο συντελεστής αυτός συμπεριφοράς, οδήγησε σε πλαστιμότητες καμπυλοτήτων  $\mu_{\phi}=7,5$  και  $\mu_{\phi}=4,5$  αντιστοίχως, για τις δύο διευθύνσεις. Στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α παρατίθενται στοιχεία για το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προφανώς δεν τίθεται ζήτημα σύγκρισης αυτών με αντίστοιχα παλαιότερων κανονισμών, καθώς κατά την εξεταζόμενη περίοδο δεν υπήρχε η έννοια του φάσματος σχεδιασμού. Ακολουθεί η παράθεση και συγκριτική αξιολόγηση των εντατικών μεγεθών σε ορισμένα μέλη του φορέα με βάση τις δύο επιμέρους επιλύσεις.



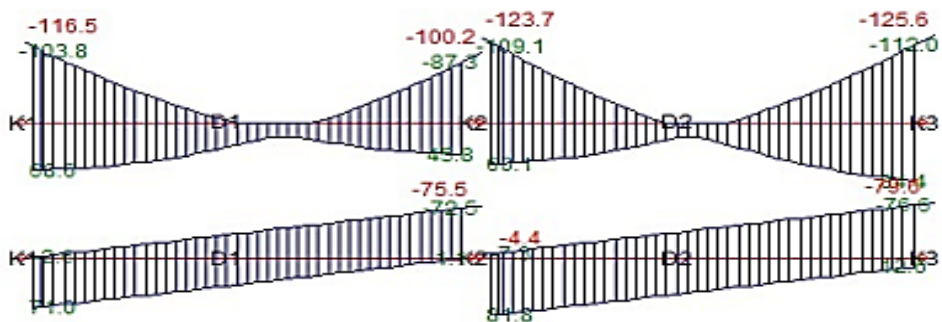
Εικόνα 4-8: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και δοκού 2-2 της στάθμης 1 σύμφωνα με τους κανονισμούς 1959



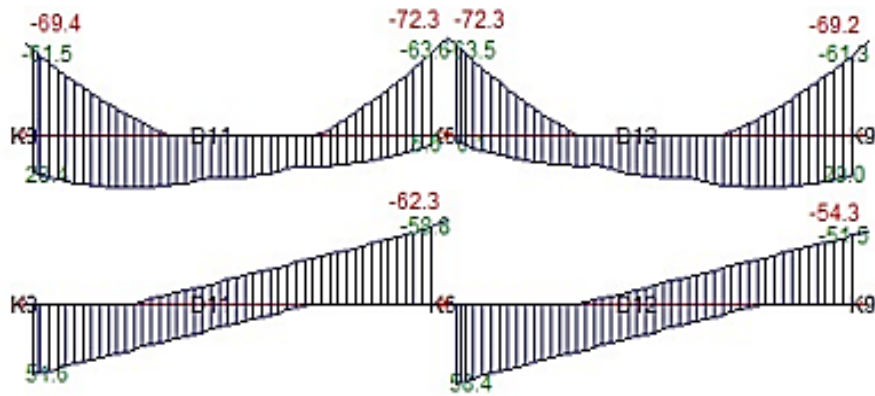
Εικόνα 4-9: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και δοκού 2-2 της στάθμης 1 κατά ΚΑΝ.ΕΠ.Ε



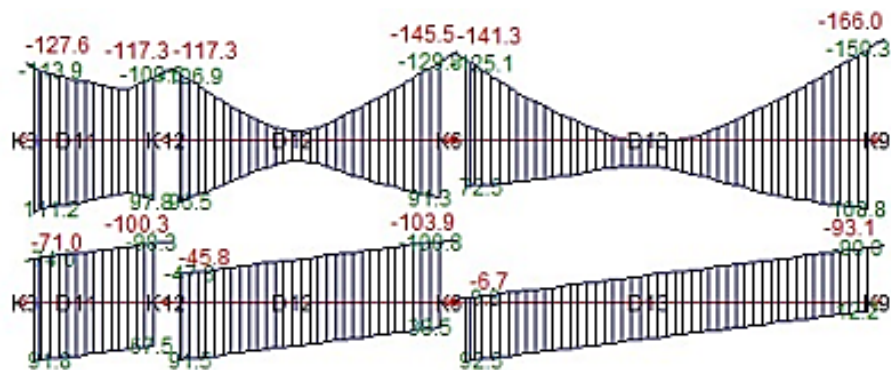
Εικόνα 4-10: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και δοκού 2-2 της στάθμης 2 σύμφωνα με τους κανονισμούς 1959



Εικόνα 4-11: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και δοκού 2-2 της στάθμης 2 κατά ΚΑΝ.ΕΠ.Ε.



Εικόνα 4-12: Εντατικά μεγέθη δοκού 11-11 και δοκού 12-12 της στάθμης 2 σύμφωνα με τους κανονισμούς 1959



Εικόνα 4-13: Εντατικά μεγέθη δοκού 11-11 και δοκού 12-12 της στάθμης 2 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Από την επισκόπηση των διαγραμμάτων διαπιστώνονται αυξήσεις σε εντατικά μεγέθη δοκών και υποστυλωμάτων (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α) μέχρι και 80% σε ορισμένες περιπτώσεις, ειδικά όσον αφορά στις δοκούς πλησίον του μεταλλικού ανελκυστήρα. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι η ροπή  $M_x$  της δοκού 11-11 της στάθμης 2, η οποία σύμφωνα με τις φορτίσεις του κανονισμού του 1959 είχε μέγιστη τιμή 72,3kNm, ενώ με τα νέα φορτία και την επέμβαση, ανέρχεται σε 145,5kNm. Αναφερόμαστε δηλαδή πρακτικώς σε διπλασιασμό των εντατικών μεγεθών σε ορισμένα μέλη, κάτι που καθιστά τον έλεγχο επάρκειας καθοριστικής σημασίας. Η λογική του λογισμικού που εξετάζει την επάρκεια του κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχει την ακολουθία της ροής των φορτίων. Καταρχήν ελέγχονται οι πλάκες του κτιρίου (εκεί δηλαδή που εφαρμόζονται αρχικά τα φορτία), ακολούθως εξετάζονται οι δοκοί και τέλος τα υποστυλώματα και τα στοιχεία θεμελίωσης. Από τις επιλύσεις που έγιναν με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρατηρήθηκε ότι οι πλάκες επαρκούν και στους ελέγχους κάμψης αλλά και στον έλεγχο βελών λειτουργικότητας. Αυτό απεικονίζεται χαρακτηριστικά στα αποτελέσματα που προέκυψαν από την επίλυση και παρατίθενται στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. Όσον αφορά στη νέα πλάκα της επέμβασης, δηλαδή εκείνη που περικλείει τον ανελκυστήρα, εκτιμάται ότι ο απαιτούμενος οπλισμός είναι Φ8/13 και το

πάχος είναι ίδιο με αυτό των υπολοίπων παλαιότερων πλακών, δηλ. ίσο με 15cm. Περαιτέρω όσον αφορά στους ελέγχους των δοκών, αρκετές εξ αυτών κρίθηκαν ανεπαρκείς, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο, καθώς όπως προκύπτει και από τη σύγκριση των εντατικών μεγεθών, υπήρξε διπλασιασμός, σε κάποιες περιπτώσεις, της καταπόνησης. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι στη στάθμη 1 τα δοκάρια που κρίθηκαν ανεπαρκή με βάση τους υπάρχοντες οπλισμούς, που είχαν προκύψει από τις επιλύσεις που προηγήθηκαν σύμφωνα με τον κανονισμό του 1959, είναι τα: Δ7, Δ8, Δ1, ενώ στη στάθμη 2 (οροφή ισογείου) τα ανεπαρκή δοκάρια ήταν τα : Δ6, Δ7, Δ11. Και στις υπόλοιπες στάθμες του κτιρίου αντίστοιχος αριθμός δοκών βρέθηκαν ανεπαρκείς. Ενδιαφέρον στοιχείο αποτελεί ότι σε κάποιες δοκούς δεν ήταν επαρκής ο κάτω καμπτόμενος οπλισμός, ενώ σε άλλες δεν επαρκούσε ο άνω πρόσθετος οπλισμός. Επίσης, παρόλο που δεν ήταν αναμενόμενο, οι συνδετήρες των δοκών σε όλες τις στάθμες έδειξαν ότι πληρούν τους ελέγχους. Άρα, παρά τον υπερδιπλασιασμό της τέμνουσας, φάνηκε ότι ο υπολογισμός των συνδετήρων σύμφωνα με τους κανονισμούς του 1959 έγινε με τρόπο ικανοποιητικό, ενώ αντίθετα η διαξονική κάμψη οδήγησε σε αρκετά προβλήματα, όσον αφορά στο διαμήκη οπλισμό των δοκών. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι το σημαντικότερο πρόβλημα παρατηρείται στις ενδιάμεσες στηρίξεις, κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, όπου όλες ανεξαιρέτως, κρίνονται ανεπαρκείς σύμφωνα με τις επιμέρους επιλύσεις. Η ενίσχυση κόμβων ενός υφιστάμενου κτιρίου είναι ένα από τα καίρια σημεία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου υπεισέρχονται και οι ικανοτικοί έλεγχοι. Το συμπέρασμα που προκύπτει για το παρόν κτίριο, εφόσον όλοι οι κόμβοι κρίνονται ανεπαρκείς, είναι ότι δεν έχει γίνει πύκνωση συνδετήρων και ειδική διάταξη οπλισμών στις κρίσιμες περιοχές, δηλαδή στις περιοχές των δοκών που βρίσκονται κοντά στις στηρίξεις.

Το πρόβλημα ανεπάρκειας επιτείνεται στον έλεγχο των υποστυλωμάτων, τα οποία αποτελούν τα κύρια μέλη του φέροντος οργανισμού και αφορούν άμεσα στη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου. Από την ανάλυση αποτίμησης προέκυψε ότι στην πλειονότητά τους τα υποστυλώματα του φορέα κρίνονται ανεπαρκή. Αυτό αποτυπώνεται χαρακτηριστικά στην ακόλουθη εικόνα όπου παρουσιάζονται οι συντελεστές ανεπάρκειας  $\lambda$ , οι οποίοι όταν είναι μεγαλύτεροι της μονάδας, το υπό εξέταση μέλος κρίνεται ανεπαρκές. Σε κάθε περίπτωση όμως, για λόγους ασφαλείας και λειτουργικότητας, είναι υποχρεωτικό (αναλόγως πάντα και της επιλεχθείσας στάθμης επιτελεστικότητας) ο λόγος ανεπάρκειας  $\lambda$  να είναι 10-15% μικρότερος της μονάδας. Άρα πρακτικά, σε μια ρεαλιστική κατάσταση, θα έρχιζαν ενίσχυσης (πριν την υλοποίηση οποιασδήποτε επέμβασης) και τα μέλη υποστυλωμάτων που εμφανίζουν λόγους  $\lambda=0,85-1,0$ , παρόλο που βρίσκονται σε τιμές μικρότερες της μονάδας.

## ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝΕΠΕ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΣΤΑΘΜΗ	$\lambda(M)$	$\lambda(V)$
ΥΠ1	2	0,93	0,47
	3	0,82	0,56
	4	0,86	0,60
	5	0,80	0,57
	6	1,02	0,38
	ΥΠ2	2	0,88
3		0,90	1,05
4		0,86	0,87
5		0,87	0,72
6		0,89	0,48
ΥΠ3		2	4,94
	3	1,00	0,40
	4	0,85	0,41
	5	0,96	0,37
	6	0,98	0,30
	ΥΠ4	2	0,81
3		0,92	0,53
4		0,87	0,78
5		0,94	0,58
6		0,95	0,45
ΥΠ5		2	0,94
	3	0,88	0,73
	4	0,88	0,67
	5	0,90	0,62
	6	1,02	0,36
	ΥΠ6	2	0,90
3		0,96	0,57
4		0,90	0,74
5		0,82	0,54
6		0,69	0,29
ΥΠ7		2	0,90
	3	0,96	1,08

	4	0,89	1,02
	5	0,77	0,56
	6	0,89	0,35
ΥΠ8	2	0,90	0,92
	3	0,94	1,07
	4	0,92	0,88
	5	0,88	0,73
	6	0,77	0,31
ΥΠ9	2	0,95	0,78
	3	0,93	0,75
	4	0,77	0,58
	5	1,03	0,41
	6	0,73	0,20

Όπως διαπιστώνεται όλα τα ανωτέρω υποστυλώματα σε κάποια στάθμη εμφανίζουν ανεπάρκεια πλην του υποστυλώματος 4 και 6, δηλαδή των δύο ακραίων υποστυλωμάτων, που ενδεχομένως λόγω μικρότερου αξονικού φορτίου που αντιστοιχεί σε εκείνα, να προκύπτουν υπολογιστικά επαρκή, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι έλεγχοι που εκτελούνται κατά την αποτίμηση ενός υποστυλώματος είναι ο έλεγχος θλίψης, λυγισμού, κάμψης (διαξονικής), αλληλεπίδρασης, διάτμησης και επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού. Τέλος, να σημειωθεί ότι πολύ σημαντικό στοιχείο για την περίπτωση επέμβασης στο κτίριο με προσθήκη μεταλλικού φορέα, είναι να εκτιμηθούν και τα νέα μεταλλικά μέλη, που όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, είναι δοκοί ΙΡΕ300 και ΙΡΕ360 και υποστυλώματα πρότυπης διατομής ΗΕΑ280. Προφανώς, αυτό είναι το λιγότερο επίπονο μέρος της αποτίμησης του νέου κτιρίου που θα προκύψει, καθώς υπάρχει η ευχέρεια να επιλεγεί η καταλληλότερη διατομή από ένα πλήθος προτύπων και εφόσον δεν επαρκούν οι έλεγχοι για την επιλεγθείσα διατομή, να επαναληφθεί ο σχεδιασμός για μια άλλη με βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά. Επισημαίνεται ότι οι έλεγχοι για τον μεταλλικό φορέα ακολουθούν τις διατάξεις του Ευρωκώδικα Συνεπώς σε μια περίπτωση επέμβασης όπως η εξεταζόμενη, συνυπάρχουν στην αποτίμηση και στο σχεδιασμό, οι παλαιοί κανονισμοί, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθώς και οι Ευρωκώδικες για τα νέα μέλη του φορέα. Όπως λοιπόν προκύπτει από την παρούσα εργασία, οι ειδικές επεμβάσεις οδηγούν σε μια αλληλεπίδραση κανονισμών και ο μελετητής μηχανικός καλείται να ενεργοποιήσει στο μέγιστο την κρίση του, για την εξαγωγή των βέλτιστων συμπερασμάτων και για τον τελικό ορθολογικό επανασχεδιασμό του φορέα.

Υπό το ίδιο πρίσμα και προκειμένου να αναδειχθεί η διαχρονική διαφοροποίηση των ισχυουσών διατάξεων μέσω της μεταβολής των εντατικών μεγεθών, επιλύθηκε ο ίδιος φορέας ως να υφίσταται σύμφωνα με τις διατάξεις 1959 και η προσθήκη να υλοποιείται κατ' εφαρμογή των μεταγενέστερων διατάξεων του 1984, 1992, 1999 (σύμφωνα με τον καταρτισμένο ως κατωτέρω πίνακα σεναρίων επιμέρους επιλύσεων) και παρουσιάζεται ο συγκριτικός πίνακας εντατικών μεγεθών, με επιπλέον τα ήδη αναλυθέντα ανωτέρω εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την επίλυση με τον κανονισμό του 1959 και την αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενδεικτικά για μια χαρακτηριστική δοκό (Δ1-1) και αντίστοιχα ένα υποστύλωμα (Υ1) του ισογείου (Στάθμη 2).

Προσθήκη κατ' επέκταση				
ΣΕΝΑΡΙΟ	ΕΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΙΣΧΥΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	ΕΤΟΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ	ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ
1	1980	1959	1982	1959
2	1980	1959	1987	1984
3	1980	1959	1995	1992 (Ν.Ε.Α.Κ.)
4	1980	1959	2003	1999 (Ε.Α.Κ.)



ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ						
ΔΟΚΟΣ 1-1	$M_{y1}$ (kNm)	$M_{y2}$ (kNm)	$M_{max}$ (kNm)	$V_{y1}$ (kN)	$V_{y2}$ (kN)	Στρέψη (kNm)
Προσθήκη 1980 (Καν.1959)	28,3	19,6	20,4	33,7	34,9	1,0
Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	84,6	51,7	18,1	32,1	36,5	0,8
Προσθήκη 1987 (Καν. 1984)	31,6	19,6	20,4	33,7	34,9	1,0
Προσθήκη 1995 (Καν. 1992)	30,1	22,6	17,6	33,6	35,0	0,1
Προσθήκη 2003 (Καν. 1999)	31,7	25,8	19,4	31,5	37,1	0,3
Διαφορά % Προσθ.1980 - ΚΑΝ.ΕΠΕ.	+199%	+164%	-11%	-5%	+5%	-20%

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ								
ΥΠΟΣΤ 1	N (kN)	M <sub>x1</sub> (kNm)	M <sub>x2</sub> (kNm)	M <sub>y1</sub> (kNm)	M <sub>y2</sub> (kNm)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	Στρέψη (kNm)
Προσθήκη 1980 (Καν.1959)	395,6	49,6	56,2	14,0	16,1	35,3	10,1	1,3
Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	368,2	88,4	106,7	39,2	48,1	65,0	29,1	0,8
Προσθήκη 1987 (Καν. 1984)	395,6	49,0	56,2	4,3	16,6	35,1	10,3	1,2
Προσθήκη 1995 (Καν. 1992)	385,9	36,9	46,9	14,1	18,1	27,4	10,7	0,1
Προσθήκη 2003 (Καν. 1999)	364,2	40,9	46,6	14,4	16,7	29,2	10,4	0,4
Διαφορά % Προσθ.1980 -ΚΑΝ.ΕΠΕ.	-7%	+78%	+90,0%	+180%	+200%	+84%	+188%	-38%

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.**

### **ΜΕΛΕΤΗ ΑΛΛΑΓΗΣ ΧΡΗΣΗΣ**

#### **5.1 Αλλαγή χρήσης από κατοικία σε παιδικό σταθμό**

##### **5.1.1 Περιγραφή φορέα**

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η περίπτωση αλλαγής χρήσης διωρόφου κτιρίου με εγκεκριμένη χρήση κατοικίας που έχει μελετηθεί με τους κανονισμούς του έτους 1959, 1984, 1992 και 1999 και μετατράπηκε σε επαγγελματικό χώρο με χρήση παιδικού σταθμού κατά τα ίδια έτη ισχύος των κανονισμών ανεγέρσεως αυτού. Επιπλέον εξετάζεται το δυσμενέστερο σενάριο αλλαγής χρήσης διωρόφου κτιρίου του 1959 με τους ισχύοντες σήμερα κανονισμούς.

Όπως προαναφέρθηκε η περίπτωση αλλαγής χρήσης σε υφιστάμενο κτίριο, το οποίο έχει σχεδιαστεί με βάση παλαιότερους κανονισμούς αποτελεί μορφή επέμβασης χαρακτηριστική και συνηθισμένη στον ελλαδικό χώρο. Για το λόγο αυτό στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, κρίθηκε σκόπιμο να μελετηθεί ο ίδιος φορέας σε κάτοψη με εκείνον της προηγούμενης μελέτης, όπου αντί για πενταώροφο κτίριο αποτελεί διώροφο, με την εξέταση των ακόλουθων επιμέρους υποθετικών σεναρίων:

→ Σχεδιασμός του φορέα με κανονισμούς του 1959. Αλλαγή χρήσης με βάση τους ίδιους κανονισμούς (Ανέγερση 1980-Αλλαγή Χρήσης 1982)

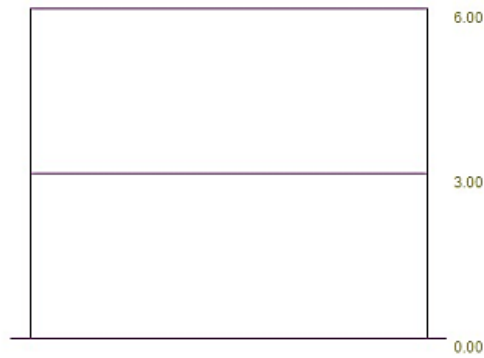
→ Σχεδιασμός του φορέα με κανονισμούς του 1984. Αλλαγή χρήσης με βάση τους ίδιους κανονισμούς (Ανέγερση 1987-Αλλαγή Χρήσης 1989)

→ Σχεδιασμός του φορέα με κανονισμούς του 1992. Αλλαγή χρήσης με βάση τους ίδιους κανονισμούς (Ανέγερση 1995-Αλλαγή Χρήσης 1997)

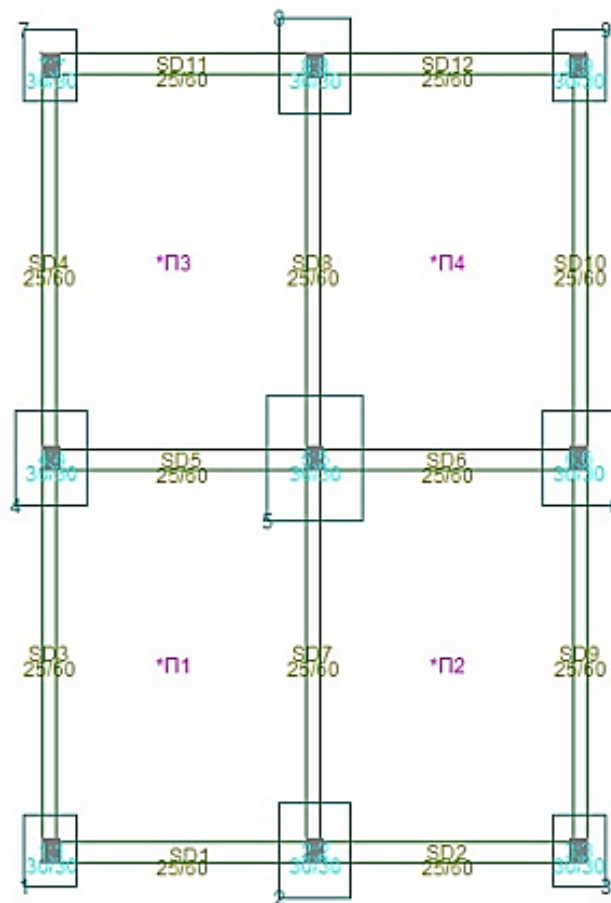
→ Σχεδιασμός του φορέα με κανονισμούς του 1999. Αλλαγή χρήσης με βάση τους ίδιους κανονισμούς (Ανέγερση 2003-Αλλαγή Χρήσης 2004)

→ Αποτίμηση του φορέα που έχει υλοποιηθεί με βάση τους κανονισμούς του 1959 σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Συνεπώς στη συγκεκριμένη μελέτη περίπτωσης θα γίνει επανάληψη του σχεδιασμού και των επιλύσεων σε 4 χρονολογίες κανονισμών και η αποτίμηση του παλαιότερου φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σύγκριση θα αφορά κατά κύριο λόγο στις διαχρονικές διαφοροποιήσεις των υπολογισθέντων εντατικών μεγεθών των μελών του φορέα. Τα σχέδια της όψης, της κάτοψης και του στατικού προσομοιώματος του φορέα στο περιβάλλον του λογισμικού Statics, παρουσιάζονται ακολούθως.



Εικόνα 5-1: Τυπική τομή δώροφου φορέα που υπόκειται σε αλλαγή χρήσης



Εικόνα 5-2: Ξυλότυπος θεμελίωσης φορέα

Από τα ενδεικτικά σχήματα προκύπτει ότι οι δοκοί επιλέχθηκαν με διαστάσεις 25cmx60cm (σε αντίθεση με τις δοκούς του κτιρίου του προηγούμενου παραδείγματος που είχαν μικρότερη κρέμαση) ενώ όλα τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά, διαστάσεων 30x30cm (επειδή πρόκειται για δώροφο επιλέγονται μικρότερες διαστάσεις υποστυλωμάτων από εκείνες της προηγούμενης περίπτωσης).



Ακολούθως παρατίθενται συγκριτικά οι παραδοχές που έγιναν κατά την 1<sup>η</sup> επίλυση σε καθέναν εκ των τεσσάρων περιπτώσεων εφαρμοσμένων κανονισμών. (Παραδοχές 1959 ίδιες με 1984)

I. ΦΟΡΤΙΑ	
α. Μόνιμα	
Ειδικό βάρος Ο. Σ.	2.4 t/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων	100 kg/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη δώματος	130 kg/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Μπατικές	360 kg/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Δρομικές	210 kg/m <sup>2</sup>
β. Κινητά	
Κατοικιών	200 kg/m <sup>2</sup>
Καταστημάτων	500 kg/m <sup>2</sup>
Εξωστών	500 kg/m <sup>2</sup>
Δώματος	150 kg/m <sup>2</sup>
Κλιμακοστασίων	350 kg/m <sup>2</sup>
II. ΥΛΙΚΑ	
Σκυρόδεμα	B 160
Χάλυβας	St I
Χάλυβας συνδετήρων	St I
III. ΣΕΙΣΜΟΣ	
Σεισμικότητα	I
Σπουδαιότητα κατασκευής	ΣΥΝΗΘΗΣ
Σεισμικός συντελεστής	$\varepsilon = 0.04$
IV. ΕΔΑΦΟΣ	
Επιτρ. τάση εδάφους	200 KNt/m <sup>2</sup>
Δείκτης εδάφους	100000 KNt/m <sup>2</sup>

I. ΦΟΡΤΙΑ	
α. Μόνιμα	
Ειδικό βάρος Ο. Σ.	25.00 KNt/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων	1.20 KNt/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη δώματος	1.30 KNt/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Μπατικές	3.60 KNt/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Δρομικές	2.10 KNt/m <sup>2</sup>
β. Κινητά	
Κατοικιών	2.00 KNt/m <sup>2</sup>
Καταστημάτων	5.00 KNt/m <sup>2</sup>
Εξωστών	5.00 KNt/m <sup>2</sup>
Δώματος	1.50 KNt/m <sup>2</sup>
Κλιμακοστασίων	3.50 KNt/m <sup>2</sup>
II. ΥΛΙΚΑ	
Σκυρόδεμα	C16/20
Χάλυβας	S400
Χάλυβας συνδετήρων	S400
Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος	27.5 GPa
Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα	200.0 GPa
III. ΣΕΙΣΜΟΣ	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=a*g$	0.16g
Συντ. Σπουδαιότητας Κατασκευής	$\gamma_1=1.00$
Συντ. Σεισμικής Συμπεριφοράς $q$	3.50
Κατηγορία εδάφους	B
Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων	$T_1=0.15, T_2=0.60$
Συντελεστής θεμελίωσης $\theta$	1.00
Τεταγμένες φάσματος σχεδιασμού	$R_{dx}(T)=1.12, R_{dy}(T)=1.12$
IV. ΕΔΑΦΟΣ	
Επιτρ. τάση εδάφους	200 KNt/m <sup>2</sup>
Μέτρο Ελαστικότητας Εδάφους	100000 KNt/m <sup>2</sup>

Εικόνα 5-5: Παραδοχές για την επίλυση φορέα με τους κανονισμούς του 1992

Από την επισκόπηση των ανωτέρω αναδεικνύεται η διαφοροποίηση στις παραδοχές της επίλυσης μεταξύ των κανονισμών της δεκαετίας του 1980 με τον ΝΕΑΚ και τον ΝΕΚΩΣ. Αρχικά παρατηρείται αύξηση αρκετών από τις τιμές των μόνιμων φορτίων (π.χ. το ίδιο βάρος του Ω/Σ αυξήθηκε σε  $2.5\text{t/m}^3$  από  $2.4\text{t/m}^3$ , το φορτίο των επικαλύψεων αυξάνεται σε  $1,2\text{t/m}^3$  από  $1,0\text{t/m}^3$ ), αλλάζουν οι κατηγορίες μηχανικών αντοχών των υλικών (αρχικώς έχουμε σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StahlIII, ενώ το 1995 το σκυρόδεμα είναι C16/20 και ο χάλυβας S400) και το πιο σημαντικό είναι ότι αλλάζει ο σεισμικός συντελεστής (γίνεται 0,16 από 0,06 που ήταν αρχικώς) και γενικά υπεισέρχεται για πρώτη φορά, η έννοια του φάσματος και της φασματικής ανάλυσης της κατασκευής. Αντιθέτως παρατηρούμε ότι όσον αφορά στην αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής, δεν υπάρχουν διαφορές μεταξύ των δύο κανονισμών.

I. ΦΟΡΤΙΑ	
α. Μόνιμα	
Ειδικό βάρος Ο. Σ.	25.00 KNt/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων	1.00 KNt/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη δώματος	1.20 KNt/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Μπατικές	3.60 KNt/m <sup>2</sup>
Οπτοπλινθοδομές Δρομικές	2.10 KNt/m <sup>2</sup>
β. Κινητά	
Κατοικιών	2.00 KNt/m <sup>2</sup>
Καταστημάτων	5.00 KNt/m <sup>2</sup>
Εξωστών	5.00 KNt/m <sup>2</sup>
Δώματος	2.00 KNt/m <sup>2</sup>
Κλιμακοστασίων	3.50 KNt/m <sup>2</sup>
II. ΥΛΙΚΑ	
Σκυρόδεμα	C16/20
Χάλυβας	S400
Χάλυβας συνδετήρων	S400
Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος	27.5 GPa
Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα	200.0 GPa
III. ΣΕΙΣΜΟΣ	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=a*g$	0.16g



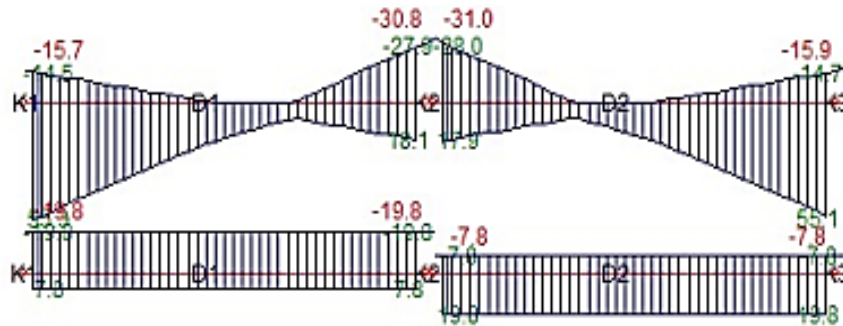
Συντ. Σπουδαιότητας Κατασκευής	$\gamma_1=1.00$
Συντ. Σεισμικής Συμπεριφοράς $q$	3.50
Συντελεστής κινητών φορτίων	$\psi_1 = 0.50 \quad \psi_2 = 0.30$
Κατηγορία εδάφους	B
Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων	$T_1=0.15, T_2=0.60$
Συντελεστής θεμελίωσης $\theta$	1.00
Τεταγμένες φάσματος σχεδιασμού	$R_{dx}(T)=1.12, R_{dy}(T)=1.12$
Ιδιοπερίοδοι κατασκευής	$T_x = 0.40 \text{ sec}, T_y = 0.40 \text{ sec}$
IV. ΕΔΑΦΟΣ	
Τύπος εδάφους κοκκώδες συνεκτικό	$\varphi=30^\circ, c=70 \text{ kN/m}^2$
Επιτρ. τάση εδάφους	$200 \text{ KNt/m}^2$
Μέτρο Ελαστικότητας Εδάφους	$100000 \text{ KNt/m}^2$
V. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ	
Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος	2
Επικαλύψεις οπλισμών σκυροδέματος	Πλάκες 20 mm, δοκοί 20 mm, υπ. 20 mm

Εικόνα 5-6: Παραδοχές για την επίλυση φορέα με τους κανονισμούς του 1999

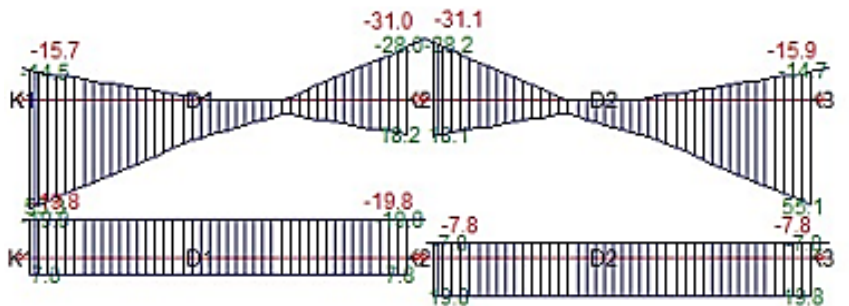
Στους νεώτερους κανονισμούς παρατηρείται μια σταθεροποίηση των επιβαλλόμενων φορτίων σε μόνιμα και κινητά, αλλά αυξάνεται η ποιότητα του σκυροδέματος (C16/20) και υπεισέρχεται μεγαλύτερη παραμετροποίηση όσον αφορά στα χαρακτηριστικά του εδάφους (είναι πλέον αναγκαίο να καθοριστεί η συνεκτικότητά του και η γωνία τριβής του) και στις περιβαλλοντικές συνθήκες. Για παράδειγμα, σε περιπτώσεις κατασκευών κοντά σε θάλασσα, λαμβάνονται πλέον ειδικοί μειωτικοί συντελεστές, λόγω κινδύνου διάβρωσης του οπλισμού, κάτι που σε όλες τις προηγούμενες περιπτώσεις, δεν λαμβανόταν καθόλου υπόψη.

### 5.1.2. Σύγκριση εντατικών μεγεθών επιλύσεων

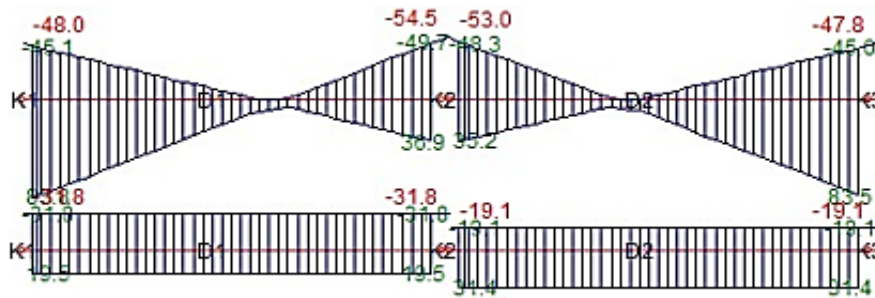
Ακολουθεί η σύγκριση των επιλύσεων και των εντατικών μεγεθών σε χαρακτηριστικές δοκούς και υποστυλώματα του φορέα.



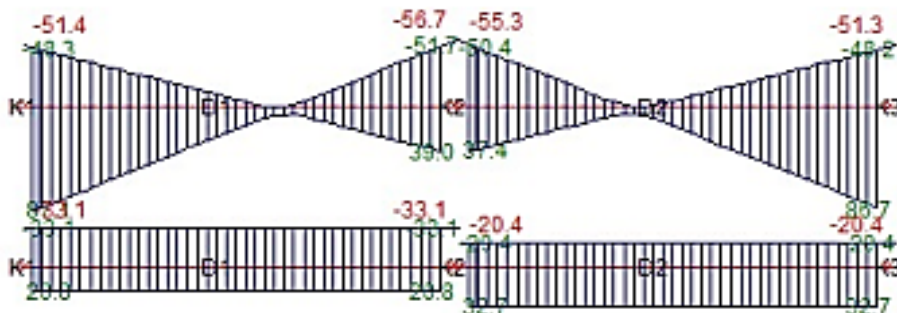
Εικόνα 5-7: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 για επίλυση με κανονισμούς του 1959



Εικόνα 5-8: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 για επίλυση με κανονισμούς του 1984



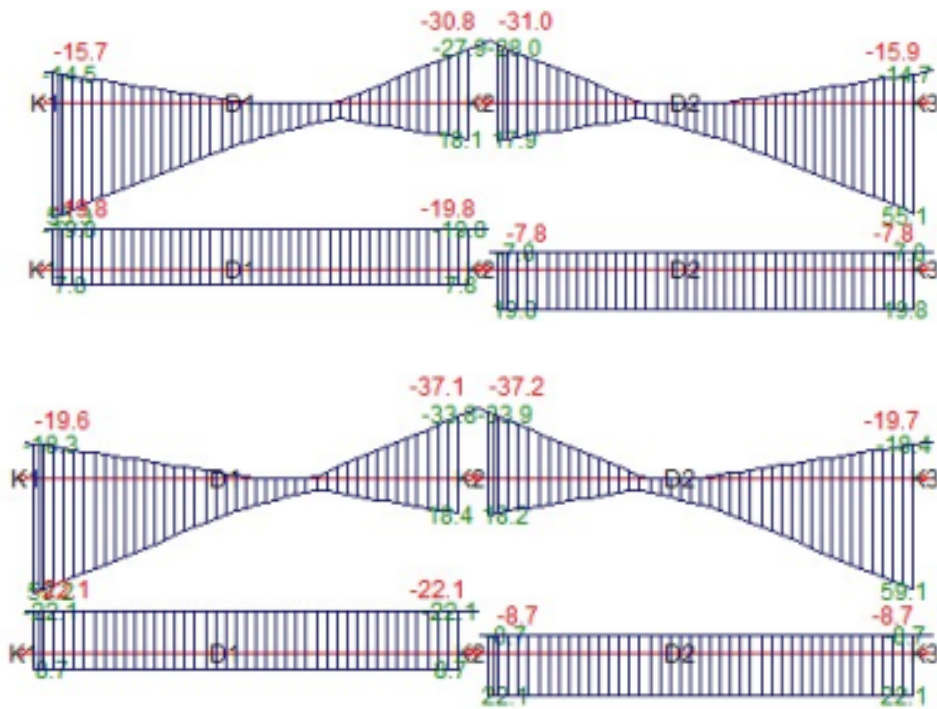
Εικόνα 5-9: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 για επίλυση με κανονισμούς του 1992



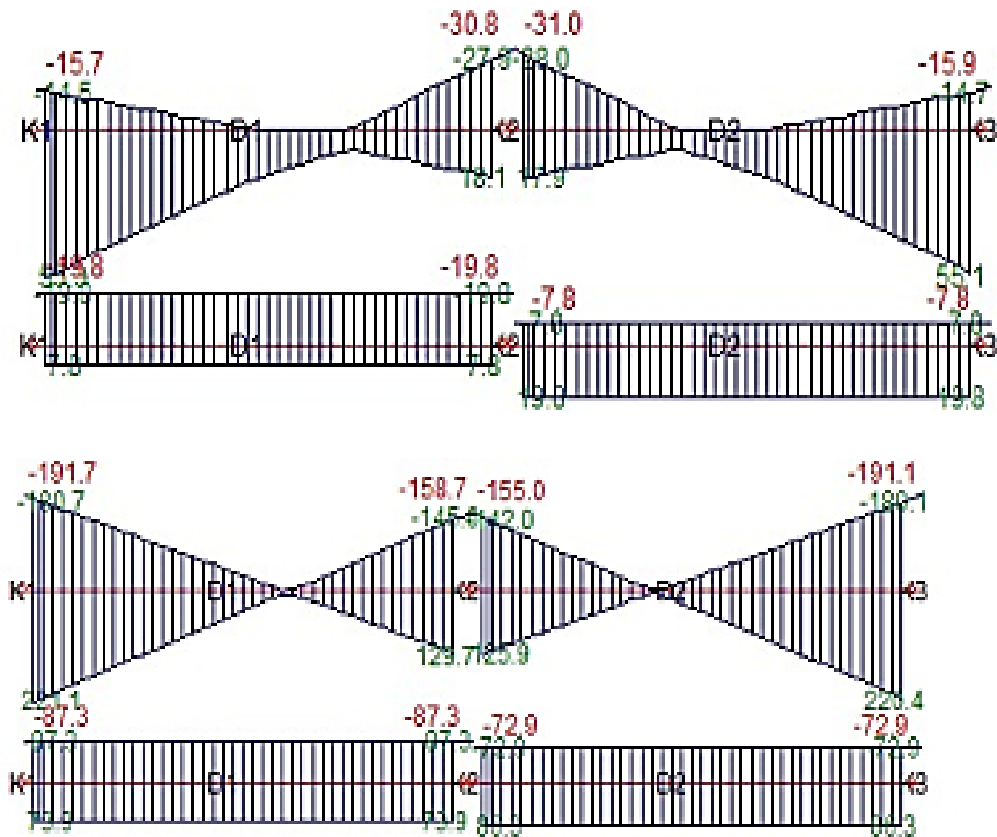
Εικόνα 5-10: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 για επίλυση με κανονισμούς του 1999

Παρατηρείται αύξηση των εντατικών μεγεθών κατά 0.5% μεταξύ των επιλύσεων του 1959 και 1984, αύξηση 30% μεταξύ των επιλύσεων του 1984 και του 1992 και αύξηση 2% μεταξύ των επιλύσεων του 1992 και του 1999. Όπως είναι προφανές, οι μεγάλες τροποποιήσεις των κανονισμών επήλθαν στο τέλος της δεκαετίας του 1980, οπότε και προέκυψε, λόγω των μεγάλων σεισμών, η ανάγκη να αυξηθούν οι σεισμικοί συντελεστές και εν γένει να ληφθεί υπόψη η σεισμική δύναμη που καταπονεί το φορέα. Αισθητές αλλαγές (αν και μικρότερες κατά την τάξη μεγέθους) παρουσιάζονται στους κανονισμούς στις αρχές της δεκαετίας του 2000, λόγω του σεισμού της Αθήνας το 1999, ο οποίος οδήγησε σε περαιτέρω αύξηση των σεισμικών συντελεστών, άρα και της σεισμικής δύναμης, ενώ πλέον αυξήθηκαν και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χρησιμοποιούμενων υλικών. Σημειώνεται δε ότι κατά την γενικότερη εξέλιξη των κανονισμών επήλθε και αναβάθμιση των υλικών πχ οι χάλυβες οπλισμού S400 αντικαταστάθηκαν από τους χάλυβες S500 και πλέον από νευροχάλυβες B500C με υψηλότερες τιμές διαρροής και αυξημένη πλαστιμότητα που οδηγεί και σε καλύτερη μετελαστική συμπεριφορά της κατασκευής γενικότερα. Περαιτέρω η σύγκριση των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν από την επίλυση με τους διαφορετικούς κανονισμούς και παρατίθενται στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β, για ένα χαρακτηριστικό υποστύλωμα (Υ1-1) του εν λόγω φορέα ανέδειξε αμελητέα διαφορά μεταξύ των κανονισμών του 1959 και 1984, σημαντικότερη διαφορά (σχεδόν διπλασιασμός σε ορισμένες περιπτώσεις) μεταξύ του 1984 και του 1992 και μικρές αλλά αξιόλογες διαφορές μεταξύ των κανονισμών του 1992 και του 1999. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι μεμονωμένα, σε ορισμένες διατομές, προέκυψαν δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στον παλαιότερο κανονισμό του 1992 σε σχέση με αυτόν του 1999. Ωστόσο αυτό το φαινόμενο εμφανίσθηκε σε πολύ λίγες περιπτώσεις και οι διατομές αυτές δεν ήταν κρίσιμες, στο σύνολο του φορέα. Συγκεντρωτικά στο φορέα, όλες οι επιλύσεις έδωσαν πρώτες ιδιοπεριόδους 0,18 και 0,17sec (κτίριο εξαιρετικής δυσκαμψίας που ανήκει οριακά στον οριζόντιο κλάδο του φάσματος σχεδιασμού καθώς η πρώτη κρίσιμη ιδιοπερίοδος αλλαγής κλάδου είναι στα 0,15sec). Επίσης οι στατικές εκκεντρότητες διαφοροποιήθηκαν μεταξύ των επιλύσεων κατά ελάχιστα εκατοστά ή και καθόλου, ενώ η ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε μόνο κατά την πιο πρόσφατη χρονικά μελέτη παρατίθεται επίσης στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Σε δεύτερη φάση ακολουθούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις επιλύσεις των διαχρονικών αλλαγών χρήσης. Παρατίθενται τα εντατικά μεγέθη των ίδιων μελών που συγκρίθηκαν προηγουμένως ώστε να υπάρχει καλύτερη εποπτεία.

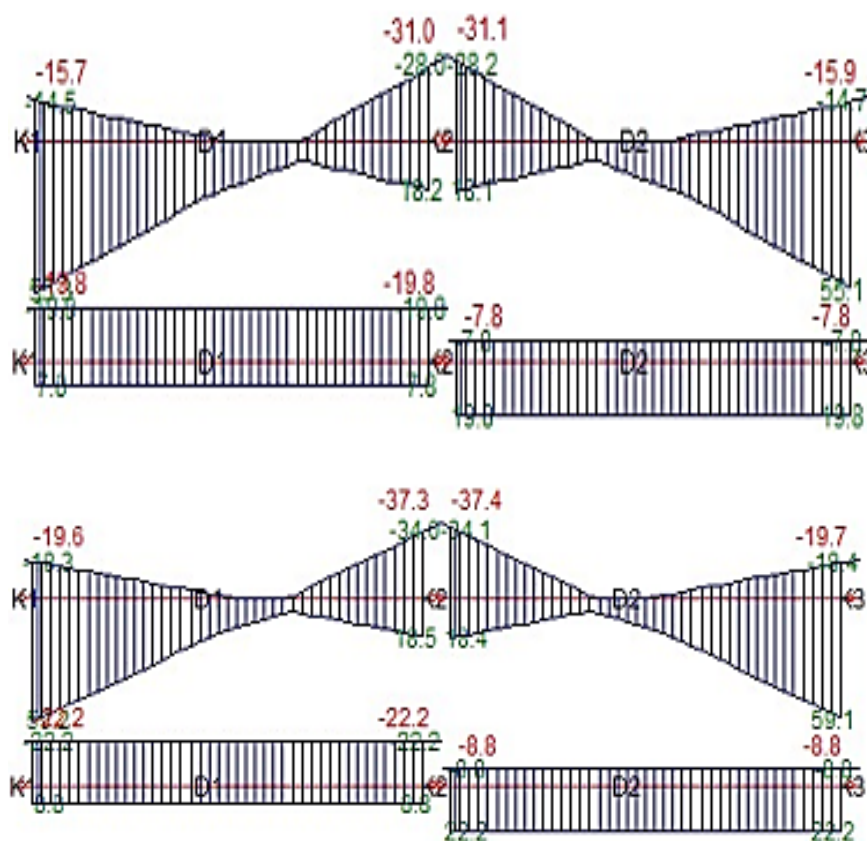


Εικόνα 5-11: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 (α-πριν, β- μετά) για αλλαγή χρήσης με βάση κανονισμούς του 1959



Εικόνα 5-12: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 (α-πριν, β- μετά) για αλλαγή χρήσης κτιρίου του 1959 με βάση κανονισμούς του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

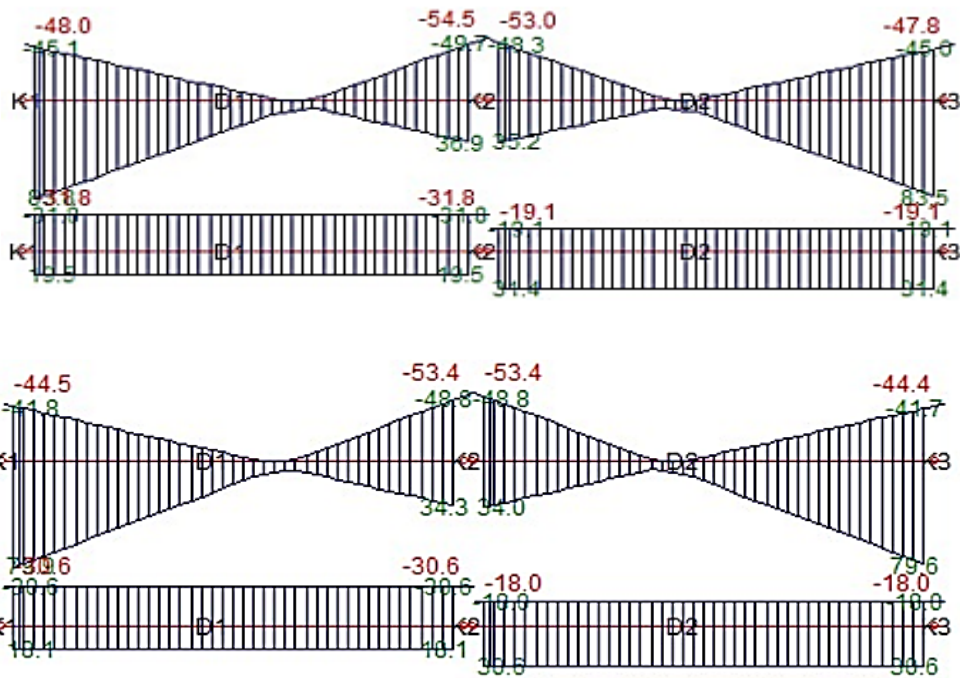
Μετά την αλλαγή χρήσης με βάση τους κανονισμούς του 1980 παρατηρείται αύξηση των εντατικών μεγεθών κατά 10-20%. Η ίδια σύγκριση γίνεται για το κτίριο του 1980 και με βάση την επίλυση αποτίμησης σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Είναι σαφές σε αυτήν την περίπτωση ότι τα εντατικά μεγέθη των ίδιων μελών είναι υπερπολλαπλάσια, γι' αυτό και κατά την αποτίμηση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. σχεδόν όλα τα μέλη των δοκών προκύπτουν ανεπαρκή για την αλλαγή χρήσης του κτιρίου. Άρα, όπως προέκυψε και από την προηγούμενη μελέτη περίπτωσης για προσθήκη, οι επεμβάσεις σε παλιό κτίριο όπως το εξεταζόμενο οδηγούν σχεδόν υποχρεωτικά σε χρήση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χαρακτηριστικά παρατίθενται και οι συγκρίσεις των εντατικών μεγεθών στα ίδια μέλη για τα νεότερα κτίρια.



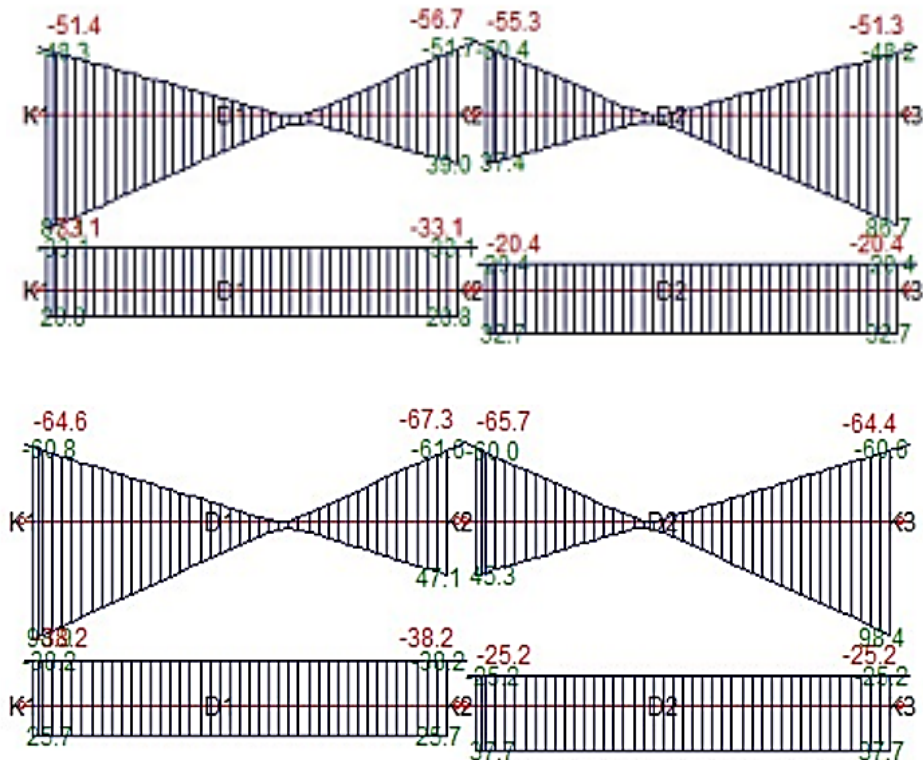
Εικόνα 5-13: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 (α-πριν, β- μετά) για αλλαγή χρήσης κτιρίου του 1984 με βάση κανονισμούς του 1984

Στο παραπάνω σχήμα παρατηρείται μετά την αλλαγή χρήσης του κτιρίου, αύξηση των εντατικών μεγεθών κατά 10-20%. Ιδιαίτερη αύξηση παρατηρείται στις ροπές και στις τέμνουσες και λιγότερο στις αξονικές δυνάμεις. Πιθανόν αυτό να ισχύει λόγω του αυξημένου οριζόντιου σεισμικού φορτίου (αυξημένος σεισμικός συντελεστής) που οδηγεί στοχευμένα σε επαύξηση μόνο των τεμνουσών και των ροπών. Τα ίδια βάρη όπως παρατηρήθηκε από τις παραδοχές των επιλύσεων, δεν διαφοροποιήθηκαν πολύ άρα και οι αξονικές δυνάμεις παρέμειναν σε παρόμοιες

τιμές σε δοκούς και σε υποστυλώματα. Ακολουθούν τέλος οι συγκρίσεις για την αλλαγή χρήσης του κτιρίου με βάση τους κανονισμούς του 1992 και του 1999.



Εικόνα 5-14: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 (α-πριν, β-μετά) για αλλαγή χρήσης κτιρίου του 1992 με βάση κανονισμούς του 1992



Εικόνα 5-15: Εντατικά μεγέθη δοκού 1-1 και 2-2 στάθμης 1 (α-πριν, β-μετά) για αλλαγή χρήσης κτιρίου του 1999 με βάση κανονισμούς του 1999

Από τα δύο ανωτέρω σχήματα διαπιστώνουμε ότι με τους κανονισμούς του 1992 η αλλαγή χρήσης του κτιρίου οδηγεί σε παρεμφερή εντατικά μεγέθη, ενώ σημαντικές τροποποιήσεις υπάρχουν στην αλλαγή χρήσης κτιρίου του 1999 με βάση πάλι τους κανονισμούς του 1999. Για τη συγκριτική αξιολόγηση των επιλύσεων, παρατίθενται οι πίνακες με τα εντατικά μεγέθη για μια χαρακτηριστική δοκό (Δ1-1) και για ένα υποστύλωμα (Υ1) στη στάθμη 2 (στάθμη οροφής ισογείου) για αλλαγή χρήσης (Α.Χ.) κατά την ίδια χρονική περίοδο ισχύος των εκάστοτε εφαρμοσμένων κανονισμών όπως παρτίθενται στον πίνακα επιμέρους σεναρίων και σε σχέση με την επίλυση σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αλλαγή χρήσης				
ΣΕΝΑΡΙΟ	ΕΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΙΣΧΥΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	ΕΤΟΣ ΑΛΛΑΓΗΣ ΧΡΗΣΗΣ	ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ
1	1980	1959	1982	1959
2	1987	1984	1989	1984
3	1995	1992	1997	1992 (Ν.Ε.Α.Κ.)
4	2003	1999	2004	1999 (Ε.Α.Κ.)

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ						
ΔΟΚΟΣ 1-1	$M_{y1}$ (kNm)	$M_{y2}$ (kNm)	$M_{max}$ (kNm)	$V_{y1}$ (kN)	$V_{y2}$ (kN)	Στρέψη (kNm)
Καν.1959	27,9	29,8	19,9	29,4	38,8	0,5
Α.Χ. 1959	30,2	29,8	19,9	29,4	38,8	0,6
Α.Χ. ΚΑΝ.ΕΠΕ.	164,2	109,1	18,2	60,7	60,7	0,5
Καν.1984	31,2	29,8	19,9	29,4	38,8	0,5
Α.Χ. 1984	34,0	29,8	19,9	29,4	38,8	0,6
Καν.1992	58,4	36,2	19,3	28,7	39,6	0,1
Α.Χ. 1992	54,3	33,6	19,3	28,7	39,6	0,1
Καν.1999	58,3	36,2	19,3	28,7	39,6	0,1
Α.Χ. 1999	69,1	42,8	19,3	28,7	39,6	0,1
Διαφορά % Α.Χ. 1959 –ΚΑΝ.ΕΠΕ.	+443%	+266%	-9%	+106%	+56%	-17%

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ								
ΥΠΟΣΤ. 1	N (kN)	$M_{x1}$ (kNm)	$M_{x2}$ (kNm)	$M_{y1}$ (kNm)	$M_{y2}$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$V_y$ (kN)	Στρέψη (kNm)
Καν.1959	119,5	20,3	22,4	20,5	22,4	14,2	14,3	0
Α.Χ. 1959	119,5	22,9	25,1	23	25,1	16	16	0
Α.Χ. ΚΑΝ.ΕΠΕ.	119	107,2	124,5	112,2	128,8	77,3	80,3	0,3
Καν.1984	119,5	20,1	22,4	20,2	22,4	14,2	14,2	0
Α.Χ. 1984	119,5	22,6	25,1	22,8	25,1	15,9	16	0
Καν.1992	116,6	36,9	41,1	37,8	41,7	26	26,5	0,1
Α.Χ. 1992	116,6	36,8	40,8	39,1	40,9	25,8	26	0
Καν.1999	116,6	37,6	41,7	46,9	29,7	26,4	27,4	0,1
Α.Χ. 1999	116,6	45,1	50	46,9	51,6	31,7	32,8	0,1
Διαφορά % Α.Χ.1959– ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0%	+368%	+396%	+388%	+413%	+383%	+402%	-



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η διαχρονική εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών αναδεικνύει ότι πλέον υφίστανται αξιόλογα εργαλεία αποτίμησης της υφιστάμενης κατάστασης των κατασκευών, αλλά και περαιτέρω ενίσχυσης αυτών, πλην όμως η ενίοτε δυνητική και υπό προϋποθέσεις εφαρμογή τους, οδηγεί τους ενεργούς πολίτες σε επιλογές που μελλοντικά θα δημιουργήσουν ένα κτιριακό απόθεμα πιθανά μη ασφαλές, έναντι της επενέργειας του σεισμού. Επιπλέον το ήδη υφιστάμενο κτιριακό απόθεμα που έχει υποστεί δομητικές επεμβάσεις κατά το παρελθόν με εφαρμογή των εκάστοτε ισχυουσών διατάξεων δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι υφίσταται με ασφάλεια κατά τα ανωτέρω εκτεθέντα. Το γενικότερο συμπέρασμα που εξάγεται από την επισκόπηση των υπό εξέταση περιπτώσεων και των επιμέρους αποτελεσμάτων, είναι ότι τα κτίρια που έχουν μελετηθεί και υλοποιηθεί με παλαιότερους κανονισμούς, ακόμα και αν δεν προκύψει, καμία ανάγκη επέμβασης υπό την έννοια της προσθήκης ή της αλλαγής χρήσης, δέον όπως κατά τη διάρκεια ζωής τους, αποτιμώνται ως προς τη φέρουσα ικανότητά τους, καθότι αποτελούν κατασκευές δυνητικά υπαγόμενες στην κατηγορία εκείνων που χρήζουν ενισχύσεων προκειμένου να υφίστανται με ασφάλεια έναντι σεισμού. Οι δε αλλαγές χρήσης που όπως προαναφέρθηκε, πολλές φορές υλοποιούνται χωρίς εκπόνηση μελέτης και θεώρηση αυτής από την αρμόδια Πολεοδομική Υπηρεσία, υποκρύπτουν κινδύνους λόγω της μεταβολής των παραμέτρων σχεδιασμού που επιφέρουν, όταν εγκαθίστανται σε παλαιά κυρίως κτίρια, πλην όμως δεν υφίσταται θεσμοθετημένη διαδικασία, ώστε το κράτος να αποτρέπει τέτοιου είδους ενέργειες προλαμβάνοντάς τις, αλλά αυτές αναδεικνύονται όταν επενεργούν δυσμενείς παράγοντες, όπως ο σεισμός και γίνονται εμφανείς οι επιπτώσεις των αυθαίρετων αυτών επεμβάσεων. Το αυτό δεν ισχύει στον ίδιο βαθμό για τις περιπτώσεις των επεμβάσεων που αφορούν σε προσθήκες, για τις οποίες είθισται διαχρονικά να εκδίδεται η απαιτούμενη άδεια από την αρμόδια πολεοδομική υπηρεσία, με την εκπόνηση, της κατά περίπτωση απαιτούμενης αντισεισμικής μελέτης, σύμφωνα με τους ισχύοντες κατά το χρόνο έκδοσης κανονισμούς. Η ασφαλέστερη αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής, υπό την έννοια της πληρότητας των παραμέτρων που λαμβάνονται υπόψη, γίνεται με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή του Ευρωκώδικα 8 μέρος 3. Περαιτέρω μέσω των μελετών περίπτωσης της παρούσας εργασίας, εξετάστηκαν οι δύο βασικές μορφές επεμβάσεων, δηλαδή η προσθήκη και η αλλαγή χρήσης και προέκυψε ότι ανεξαρτήτως κανονικότητας ή μη του κτιρίου, είναι απαραίτητο στην περίπτωση της προσθήκης άνευ προβλέψεως, η αποτίμηση να γίνει με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όσον αφορά στην αλλαγή χρήσης, διαπιστώθηκαν μεγάλες μεταβολές των εντατικών μεγεθών του παλαιού κτιρίου του 1980 που μελετήθηκε με τον κανονισμό 1959 αλλά εξίσου μεγάλες και του κτιρίου του 1987 που μελετήθηκε με τις πρόσθετες διατάξεις του 1984.

Βελτίωση της εν λόγω απόκλισης των εντατικών μεγεθών παρατηρείται κατά την εφαρμογή των νεώτερων κανονισμών (καθώς έχουν ήδη προηγηθεί οι μεταβολές του δείκτη σεισμικής φόρτισης), όπως δε σαφώς προκύπτει, η αποτίμηση με βάση παλαιότερους κανονισμούς, των κτίριων που πρόκειται να υποστούν επεμβάσεις, ακόμα και αν ικανοποιούνται τα κριτήρια ελέγχου που περιγράφονται στον αλγόριθμο του προεκτεθέντος διαγράμματος ροής, δεν μπορεί να οδηγήσει σε ασφαλή συμπεράσματα περί της υφιστάμενης κατάστασης.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

### ΑΓΓΛΙΚΗ

Chopra, A. (2007). *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Berkeley, CA: Pearson Prentice Hall.

EC3 (2001). *Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-1: General structural rules*. Brussels: European Committee of Standardization.

EC8 (2004). *Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee of Standardization

Giarlelis, C., Lekka, D., Mylonakis, G., Karabalis, D. «The M6.4 Lefkada 2003, Greece, Earthquake: Dynamic Response of a 3-Storey R/C Structure On Soft Soil», *Earthquakes and Structures* Vol 2, No 3, pp. 257-277, Sep. 2011

Housner, G. (1959). *Behaviour of structures during earthquakes*. Journal of Engineering Mechanics Division (ASCE): 109-129.

Newmark, N. (1959). A method of computation of structural dynamics. Journal of Engineering Mechanics Division.

Newmark, N., & Hall, W. (1969). Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Proceedings of Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.

Veletsos, A., & Newmark, N. (1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. Proceedings of Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Science Council of Japan.

### ΕΛΛΗΝΙΚΗ

Αναστασιάδου Κ. (2010). Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφισταμένου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με ανελαστική στατική ανάλυση (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.

Αντωνόπουλος Α. (2008). Σεισμική συμπεριφορά παλαιών κτιρίων με *pilotis* και πρακτικές προτάσεις βελτιώσεις της (Μεταπτυχιακή εργασία). Πανεπιστήμιο Πατρών Πολυτεχνική Σχολή, Πάτρα.

Βαδαλούκας Κ. & Μπαρίτα Ζ. (2013). Παραδείγματα από το Βασιλικό διάταγμα του 1959 έως τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. του 2013. Αθήνα: Εκδόσεις 3DR.

Βουτσά Α., Κουτάντου Ε. & Στυλιανίδης Κ. Οι ανάγκες ενίσχυσης υφισταμένου σχολικού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος ως συνάρτηση της στάθμης επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 16<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος.

Γιαννόπουλος Π. (2008). Χάλυβες οπλισμού σκυροδέματος, κανονισμοί / πρότυπα. Ημερίδα: Χάλυβες Οπλισμού & Σκυρόδεμα. ΤΕΕ ΕΛ. ΤΜΗΜΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ. Αλεξανδρούπολη 2008.

Γιαρλέλης Χ., Λαμπρινού Ε., Ρεπαπής Κ., «Σεισμική συμπεριφορά σχολικού κτιρίου κατά τους σεισμούς της Κεφαλονιάς, 2014», 17ο Πανελλήνιο Συνέδριο Σκυροδέματος, Θεσσαλονίκη 2016.

Γκλαβίνας Ι. (2007). Έλεγχος επάρκειας υφισταμένου κτιρίου και προσθήκη ορόφου. (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.

Δημάκος Κ. & Δημητράκης Γ. (2006). Επίδραση της αγκύρωσης στην ενίσχυση δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα με ανθρακούφασμα ή ανθρακωρίδα. 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου., 2006

Δρίτσος Σ. (2005). Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πάτρα.

Ζαράρης Π. (2011). Μέθοδοι υπολογισμού σιδηροπαγούς σκυροδέματος. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΑΦΟΙ ΚΥΡΙΑΚΙΔΗ.

Ιωαννίδου Ε. (2009). Προσεισμική ενίσχυση πολυώροφης οικοδομής εξέταση δυο εναλλακτικών μεθόδων (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.

Καϊρης Σ. Χατζηβασιλειάδης Α.(2008). Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. 14ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών. Φεβρουάριος 2008 Πάτρα.

Καραγιάννης Χ. (2015). Σχεδιασμός κατασκευών από προεκτεταμένο σκυρόδεμα. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΣΟΦΙΑ.

Καραγιάννης Χ. (2013). Σχεδιασμός συμπεριφοράς κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΣΟΦΙΑ.

Κοκκινάκος Δ. (2011). Έλεγχος επάρκειας και ενίσχυση σχολικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Κολιόπουλος Π. & Μανώλης Δ. Δυναμική των κατασκευών. Αθήνα: Εκδόσεις Β. Γκιούρδας.

Λεβαντής Χ. (2014). Ενίσχυση κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με το σύστημα FUSEIS (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Μάνος Γ. & Παπαναούμ Ε. (2008). Μελέτη της Σεισμικής Απόκρισης 3-όροφου Κτιρίου Ο/Σ Κατασκευής προ του 1993 πριν και μετά την Επισκευή του. 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας. 5-7 Νοεμβρίου, 2008.

Οικονόμου Χ. (1957). Προεκτεταμένο σκυρόδεμα. Αθήνα: Εκδόσεις Βιβλιοπωλείο της "ΕΣΤΙΑΣ".

Πενέλης Γ. & Κάππος Α. (1999). Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΖΗΤΗ.

Παπαντωνοπούλου Α. (2012). Συγκριτική διερεύνηση ενισχύσεων τριώροφης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα προς τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Ρεπαπής Κ., Βιντζηλαίου Ε. & Ζέρης Χ. (2006) Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης. 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου, 2006.

Σταματίου Κ. (2013) Ταχεία αποτίμηση τρωτότητας κτιριακού αποθέματος δημόσιας χρήσεως (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Σπυράκος Κ. (2004) Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Αθήνα. Έκδοση ΤΕΕ.

Στεφόπουλος Γ. (2012) Παραμετρική μελέτη της ανελαστικής απόκρισης τρισδιάστατων μεταλλικών πλαισίων με αντιλγισμικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Μεταπτυχιακή Εργασία). Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα

Φαρδής Μ. (2005) Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος. Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα.

Ψυχάρης Γ. (2016) Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας. Σημειώσεις μαθήματος Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο . Αθήνα.

Επιτελική επιτροπή ΕΠΑΝΤΥΚ – ΤΕΕ (2006) Προσεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Αθήνα. Έκδοση ΤΕΕ.

Εγχειρίδιο χρήσης στατικού προγράμματος Statics της Multisoft. Αθήνα. Έκδοση Multisoft.

Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων Β.Δ. 10/12/1945 (Φ.Ε.Κ. 325/Α/1945).

Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ. 18/26-7-1954 (Φ.Ε.Κ. 160/Α/1954).

Αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων 19/26-2-1959 (Φ.Ε.Κ. 36/Α/1959).

Περί επικινδύνων οικοδομών Π. Δ. 13/1929 (Φ.Ε.Κ. 153/Α/22-4-29).

Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΦΕΚ 613/Β/1992)

Κανονισμός για την μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα (ΦΕΚ 1068/Β/1991).

Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΦΕΚ 266/Β/1985)

Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος: (ΦΕΚ 1329Β/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5 3-2004, ΦΕΚ 649/Β/24-5-06)

Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων: (ΦΕΚ 649 24/5/2006)

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός: (ΦΕΚ 2184Β/1999, ΦΕΚ 781Β/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003)

Απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ, ΕΔ2γ/01/24/ΦΝ275 (Φ.Ε.Κ. 587/Β/1-10-85).

Απόφαση 48669/2886/16-6-89 (ΦΕΚ 437/Δ'/16-6-89).

Εγκύκλιος 3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.

Έγγραφο 506/AZ53ζ/22-1-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.

Έγγραφο 48810/239γ/25-6-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.

<http://www.teepelop.gr/wpcontent/uploads/2016/11/%CE%94%CF%81%CE%AF%CF%84%CF%83%CE%BF%CF%82.pdf> [Πρόσβαση 4-1-2019]

<https://diavgeia.gov.gr/f/agiaparaskevi> [Πρόσβαση 4-1-2019]

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ Α)****ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑ ΣΤΑΘΜΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΟΥ 1959**

Πρώτες Ιδιοπερίοδοι:  $T_x=0.44\text{sec}$   $T_y=0.42\text{sec}$

**Στάθμη 2 ύψος=3.00m**

$\Delta x\text{-max}=2.07\text{mm}$ ,  $\Delta y\text{-max}=2.11\text{mm}$ ,  $V_x=249.2\text{KN}$   $V_y=249.2\text{KN}$   $W=6229.5\text{KN}$   $\varepsilon=0.04$

$\Delta x/h=0.69$   $\Delta y/h=0.70$   $H_x=52.4\text{KN}$ ,  $H_y=52.4\text{KN}$

$W_{\mu\text{ον}}=1130.4\text{KN}$ ,  $W_{\text{κιν}}=180.0\text{KN}$

Κέντρο Βάρους:  $k_x=4.67$   $k_y=5.17$

Κέντρο Ελαστικής Στροφής :  $e_x=4.67$   $e_y=5.17$  απόσταση από Κ.Β.=0.01m.

**Στάθμη 3 ύψος=6.00m**

$\Delta x\text{-max}=4.43\text{mm}$ ,  $\Delta y\text{-max}=4.56\text{mm}$ ,  $V_x=196.8\text{KN}$   $V_y=196.8\text{KN}$   $W=4919.1\text{KN}$   $\varepsilon=0.04$

$\Delta x/h=0.79$   $\Delta y/h=0.82$   $H_x=52.4\text{KN}$ ,  $H_y=52.4\text{KN}$

$W_{\mu\text{ον}}=1129.5\text{KN}$ ,  $W_{\text{κιν}}=180.0\text{KN}$

Κέντρο Βάρους:  $k_x=4.67$   $k_y=5.16$

Κέντρο Ελαστικής Στροφής :  $e_x=4.67$   $e_y=5.17$  απόσταση από Κ.Β.=0.00m.

**Στάθμη 4 ύψος=9.00m**

$\Delta x\text{-max}=6.23\text{mm}$ ,  $\Delta y\text{-max}=6.42\text{mm}$ ,  $V_x=144.4\text{KN}$   $V_y=144.4\text{KN}$   $W=3609.6\text{KN}$   $\varepsilon=0.04$

$\Delta x/h=0.60$   $\Delta y/h=0.62$   $H_x=52.3\text{KN}$ ,  $H_y=52.3\text{KN}$

$W_{\mu\text{ον}}=1127.9\text{KN}$ ,  $W_{\text{κιν}}=180.0\text{KN}$

Κέντρο Βάρους:  $k_x=4.67$   $k_y=5.16$

Κέντρο Ελαστικής Στροφής :  $e_x=4.67$   $e_y=5.17$  απόσταση από Κ.Β.=0.00m.

**Στάθμη 5 ύψος=12.00m**

$\Delta x\text{-max}=7.47\text{mm}$ ,  $\Delta y\text{-max}=7.70\text{mm}$ ,  $V_x=92.1\text{KN}$   $V_y=92.1\text{KN}$   $W=2301.7\text{KN}$   $\varepsilon=0.04$

$\Delta x/h=0.42$   $\Delta y/h=0.43$   $H_x=52.5\text{KN}$ ,  $H_y=52.5\text{KN}$

$W_{\mu\text{ον}}=1133.5\text{KN}$ ,  $W_{\text{κιν}}=180.0\text{KN}$

Κέντρο Βάρους:  $k_x=4.66$   $k_y=5.16$

Κέντρο Ελαστικής Στροφής :  $e_x=4.66$   $e_y=5.16$  απόσταση από Κ.Β.=0.00m.

**Στάθμη 6 ύψος=15.00m**

$\Delta x\text{-max}=8.09\text{mm}$ ,  $\Delta y\text{-max}=8.33\text{mm}$ ,  $V_x=39.5\text{KN}$   $V_y=39.5\text{KN}$   $W=988.2\text{KN}$   $\varepsilon=0.04$

$\Delta x/h=0.21$   $\Delta y/h=0.21$   $H_x=39.5\text{KN}$ ,  $H_y=39.5\text{KN}$

$W_{\mu\text{ον}}=808.2\text{KN}$ ,  $W_{\text{κιν}}=180.0\text{KN}$

Κέντρο Βάρους:  $k_x=4.66$   $k_y=5.16$

Κέντρο Ελαστικής Στροφής :  $e_x=4.66$   $e_y=5.16$  απόσταση από Κ.Β.=0.00m.

**ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΑ ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΑ ΣΤΑΘΜΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ.**

ΤΥΠΟΣ ΦΟΡΕΑ: ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ: Πλαισιωτό σύστημα

ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΟΨΗ: Κανονικό και προς τις δυο διευθύνσεις

ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ: Κανονικό και προς τις δυο διευθύνσεις

Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού:

Χώρα: ΕΛΛΑΔΑ

Ζώνη: I

$aRg = 0.16g$

$\gamma I = 1.00$

Κατηγορία εδάφους: B  $\Rightarrow S = 1.20$ ,  $T_b = 0.15sec$ ,  $T_c = 0.50sec$ ,  $T_d = 2.50sec$ .

Κατηγορία Πλαστιμότητα Χαμηλή (ΚΠΧ)

Συντελεστές συμπεριφοράς:  $q_{hx} = 1.36$   $q_{hy} = 1.36$

Μέγιστες τιμές φάσματος:  $S_{dx\_max} = 3.46$  m/sec,  $S_{dy\_max} = 3.46$  m/sec

Περίοδος 1ης ιδιομορφής:  $T_{1x} = 0.86$  sec,  $T_{1y} = 0.96$  sec

Σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού:  $S_{dx}(T_{1x}) = 3.46$  m/sec<sup>2</sup>,

$S_{dy}(T_{1y}) = 3.46$  m/sec<sup>2</sup>

Μέθοδος ανάλυσης: Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκριση [EK8 4.3.3.3] (Δυναμική)

**Στάθμη 2**

$h=3.00m$   $L_x=11.42m$   $L_y=10.41m$

Φορτίο:  $W_{\mu\omicron\nu} = 1144.53$  KN,  $W_{\kappa\iota\nu} = 179.99$  KN

Μάζα:  $M = 132.7$  Mg,  $J_m = 2780.3$  Mg.m<sup>2</sup>,  $I_s = 4.58$  m

Έλεγχος Λυγηρότητας Κτιρίου

Διαστάσεις:  $L_{max} = 11.42$  m,  $L_{min} = 10.41$  m

$\lambda = L_{max}/L_{min} = 1.10 \leq 4.20$  OK

Απόσταση Κέντρου Μάζας (ΚΜ) από Κέντρο Δυσκαμψίας (ΚΔ)

ΚΜ = (4.83,5.02) ΚΔ = (4.92,4.75)

$e_{ox} = 0.09$  m,  $e_{oy} = 0.27$  m

$r_x = 4.84$  m,  $r_y = 4.90$  m

Έλεγχοι κατά X-X:

$r^2 > I_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 4.84^2 > 4.58^2 + 0.09^2 \Rightarrow 23.42 \geq 20.95$  OK

(4.1a):  $e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.09 \leq 0.30 \cdot 4.84$  OK

(4.1b):  $r \geq I_s \Rightarrow 4.84 \geq 4.58$  OK

Έλεγχοι κατά Y-Y:



$$r^2 > l_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 4.90^2 > 4.58^2 + 0.27^2 \Rightarrow 23.97 > 21.02 \text{ OK}$$

$$(4.1a): e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.27 \leq 0.30 \cdot 4.90 \text{ OK}$$

$$(4.1b): r \geq l_s \Rightarrow 4.90 \geq 4.58 \text{ OK}$$

Εύρεση συντελεστών (5.2) και (5.3):

X-X: Δεν υπάρχουν τοιχώματα.  $\Rightarrow k_w = 1.00$

Y-Y: Δεν υπάρχουν τοιχώματα.  $\Rightarrow k_w = 1.00$

### Στάθμη 3

$$h=6.00\text{m} \quad L_x=11.42\text{m} \quad L_y=10.41\text{m}$$

$$\text{Φορτίο: } W_{\text{μον}} = 1142.75 \text{ KN}, \quad W_{\text{κιν}} = 179.99 \text{ KN}$$

$$\text{Μάζα: } M = 132.5 \text{ Mg}, \quad J_m = 2784.2 \text{ Mg.m}^2, \quad I_s = 4.58 \text{ m}$$

Έλεγχος Λυγηρότητας Κτιρίου

$$\text{Διαστάσεις: } L_{\text{max}} = 11.42 \text{ m}, \quad L_{\text{min}} = 10.41 \text{ m}$$

$$\lambda = L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 1.10 \leq 4.20 \text{ OK}$$

Απόσταση Κέντρου Μάζας (KM) από Κέντρο Δυσκαμψίας (KΔ)

$$\text{KM} = (4.83, 5.02) \quad \text{KΔ} = (4.93, 4.71)$$

$$e_{ox} = 0.10 \text{ m}, \quad e_{oy} = 0.31 \text{ m}$$

$$r_x = 5.14 \text{ m}, \quad r_y = 5.20 \text{ m}$$

Έλεγχοι κατά X-X:

$$r^2 > l_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.14^2 > 4.58^2 + 0.10^2 \Rightarrow 26.37 > 21.02 \text{ OK}$$

$$(4.1a): e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.10 \leq 0.30 \cdot 5.14 \text{ OK}$$

$$(4.1b): r \geq l_s \Rightarrow 5.14 \geq 4.58 \text{ OK}$$

Έλεγχοι κατά Y-Y:

$$r^2 > l_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.20^2 > 4.58^2 + 0.31^2 \Rightarrow 27.06 > 21.10 \text{ OK}$$

$$(4.1a): e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.31 \leq 0.30 \cdot 5.20 \text{ OK}$$

$$(4.1b): r \geq l_s \Rightarrow 5.20 \geq 4.58 \text{ OK}$$

Εύρεση συντελεστών (5.2) και (5.3):

X-X: Δεν υπάρχουν τοιχώματα.  $\Rightarrow k_w = 1.00$

Y-Y: Δεν υπάρχουν τοιχώματα.  $\Rightarrow k_w = 1.00$

### Στάθμη 4

$$h=9.00\text{m} \quad L_x=11.42\text{m} \quad L_y=10.41\text{m}$$

$$\text{Φορτίο: } W_{\text{μον}} = 1142.06 \text{ KN}, \quad W_{\text{κιν}} = 179.99 \text{ KN}$$

$$\text{Μάζα: } M = 132.5 \text{ Mg}, \quad J_m = 2780.6 \text{ Mg.m}^2, \quad I_s = 4.58 \text{ m}$$

Έλεγχος Λυγηρότητας Κτιρίου

$$\text{Διαστάσεις: } L_{\text{max}} = 11.42 \text{ m}, \quad L_{\text{min}} = 10.41 \text{ m}$$

$$\lambda = L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 1.10 \leq 4.20 \text{ OK}$$

Απόσταση Κέντρου Μάζας (ΚΜ) από Κέντρο Δυσκαμψίας (ΚΔ)

$$ΚΜ = (4.83, 5.02) \quad ΚΔ = (4.93, 4.71)$$

$$e_{ox} = 0.10 \text{ m}, \quad e_{oy} = 0.31 \text{ m}$$

$$r_x = 5.14 \text{ m}, \quad r_y = 5.20 \text{ m}$$

Έλεγχοι κατά X-X:

$$r^2 > I_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.14^2 > 4.58^2 + 0.10^2 \Rightarrow 26.37 > 21.00 \quad \text{OK}$$

$$(4.1a): e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.10 \leq 0.30 \cdot 5.14 \quad \text{OK}$$

$$(4.1b): r \geq I_s \Rightarrow 5.14 \geq 4.58 \quad \text{OK}$$

Έλεγχοι κατά Y-Y:

$$r^2 > I_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.20^2 > 4.58^2 + 0.31^2 \Rightarrow 27.06 > 21.09 \quad \text{OK}$$

$$(4.1a): e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.31 \leq 0.30 \cdot 5.20 \quad \text{OK}$$

$$(4.1b): r \geq I_s \Rightarrow 5.20 \geq 4.58 \quad \text{OK}$$

Εύρεση συντελεστών (5.2) και (5.3):

$$X-X: \quad \text{Δεν υπάρχουν τοιχώματα.} \Rightarrow k_w = 1.00$$

$$Y-Y: \quad \text{Δεν υπάρχουν τοιχώματα.} \Rightarrow k_w = 1.00$$

### Στάθμη 5

$$h=12.00\text{m} \quad L_x=11.42\text{m} \quad L_y=10.41\text{m}$$

$$\text{Φορτίο: } W_{\mu\text{ον}} = 1140.25 \text{ KN}, \quad W_{\text{κιν}} = 179.99 \text{ KN}$$

$$\text{Μάζα: } M = 132.3 \text{ Mg}, \quad J_m = 2783.4 \text{ Mg}\cdot\text{m}^2, \quad I_s = 4.59 \text{ m}$$

Έλεγχος Λυγηρότητας Κτιρίου

$$\text{Διαστάσεις: } L_{\text{max}} = 11.42 \text{ m}, \quad L_{\text{min}} = 10.41 \text{ m}$$

$$\lambda = L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 1.10 \leq 4.20 \quad \text{OK}$$

Απόσταση Κέντρου Μάζας (ΚΜ) από Κέντρο Δυσκαμψίας (ΚΔ)

$$ΚΜ = (4.82, 5.02) \quad ΚΔ = (4.95, 4.67)$$

$$e_{ox} = 0.13 \text{ m}, \quad e_{oy} = 0.35 \text{ m}$$

$$r_x = 5.39 \text{ m}, \quad r_y = 5.46 \text{ m}$$

Έλεγχοι κατά X-X:

$$r^2 > I_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.39^2 > 4.59^2 + 0.13^2 \Rightarrow 29.00 > 21.06 \quad \text{OK}$$

$$(4.1a): e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.13 \leq 0.30 \cdot 5.39 \quad \text{OK}$$

$$(4.1b): r \geq I_s \Rightarrow 5.39 \geq 4.59 \quad \text{OK}$$

Έλεγχοι κατά Y-Y:

$$r^2 > I_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.46^2 > 4.59^2 + 0.35^2 \Rightarrow 29.84 > 21.17 \quad \text{OK}$$

$$(4.1a): e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.35 \leq 0.30 \cdot 5.46 \quad \text{OK}$$

$$(4.1b): r \geq I_s \Rightarrow 5.46 \geq 4.59 \quad \text{OK}$$

Εύρεση συντελεστών (5.2) και (5.3):

X-X: Δεν υπάρχουν τοιχώματα. =>  $k_w = 1.00$

Y-Y: Δεν υπάρχουν τοιχώματα. =>  $k_w = 1.00$

### Στάθμη 6

$h=15.00\text{m}$   $L_x=11.42\text{m}$   $L_y=10.41\text{m}$

Φορτίο:  $W_{\text{μον}} = 821.40 \text{ KN}$ ,  $W_{\text{κιν}} = 186.96 \text{ KN}$

Μάζα:  $M = 96.7 \text{ Mg}$ ,  $J_m = 1989.7 \text{ Mg.m}^2$ ,  $I_s = 4.54 \text{ m}$

Έλεγχος Λυγηρότητας Κτιρίου

Διαστάσεις:  $L_{\text{max}} = 11.42 \text{ m}$ ,  $L_{\text{min}} = 10.41 \text{ m}$

$\lambda = L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 1.10 \leq 4.20 \text{ OK}$

Απόσταση Κέντρου Μάζας (ΚΜ) από Κέντρο Δυσκαμψίας (ΚΔ)

$\text{ΚΜ} = (4.92, 4.97)$   $\text{ΚΔ} = (5.08, 4.62)$

$e_{ox} = 0.16 \text{ m}$ ,  $e_{oy} = 0.35 \text{ m}$

$r_x = 5.39 \text{ m}$ ,  $r_y = 5.47 \text{ m}$

Έλεγχοι κατά X-X:

$r^2 > I_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.39^2 > 4.54^2 + 0.16^2 \Rightarrow 29.07 \geq 20.61 \text{ OK}$

(4.1a):  $e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.16 \leq 0.30 \cdot 5.39 \text{ OK}$

(4.1b):  $r \geq I_s \Rightarrow 5.39 \geq 4.54 \text{ OK}$

Έλεγχοι κατά Y-Y:

$r^2 > I_s^2 + e_o^2 \Rightarrow 5.47^2 > 4.54^2 + 0.35^2 \Rightarrow 29.91 \geq 20.70 \text{ OK}$

(4.1a):  $e_o \leq 0.30 \cdot r \Rightarrow 0.35 \leq 0.30 \cdot 5.47 \text{ OK}$

(4.1b):  $r \geq I_s \Rightarrow 5.47 \geq 4.54 \text{ OK}$

Εύρεση συντελεστών (5.2) και (5.3):

X-X: Δεν υπάρχουν τοιχώματα. =>  $k_w = 1.00$

Y-Y: Δεν υπάρχουν τοιχώματα. =>  $k_w = 1.00$

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X-X: ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΕΙΝΑΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y: ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΕΙΝΑΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X-X: ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΕΙΝΑΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟ ΣΕ ΟΨΗ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y: ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΕΙΝΑΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟ ΣΕ ΟΨΗ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ  $q_{hx}$ ,  $q_{hy}$  ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Διεύθυνση X-X:

ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ, Πλαισιωτό σύστημα

Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή (ΚΠΧ)

Φορέας κανονικός σε όψη =>  $q_o = \alpha_1/\alpha_u \cdot 1.50$

Πολυώροφο πολύστυλο πλαισιωτό κτίριο, κανονικό σε κάτοψη  $\Rightarrow \alpha_1/\alpha_u = 1.00$

Μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή  $q_0 = 1.00 \cdot 1.50 = 1.50$

Επιλέγεται  $q_0 = 3.60$

$q = k_w \cdot q_0 = 1.00 \cdot 3.60 = 3.60$

$T_1 = 0.4 \mu_f = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_c / T_1 = 1 + 2 \cdot (3.60 - 1) \cdot 0.50 / 0.40 = 7.50$

$T_1 = 0.4 \mu_f^* = 1 + 2 \cdot (2/3 \cdot q_0 - 1) \cdot T_c / T_1 = 1 + 2 \cdot (2.40 - 1) \cdot 0.50 / 0.40 = 4.50$

Διεύθυνση Y-Y:

ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ, Πλαισιωτό σύστημα

Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή (ΚΠΧ)

Φορέας κανονικός σε όψη  $\Rightarrow q_0 = \alpha_1/\alpha_u \cdot 1.50$

Πολυώροφο πολύστυλο πλαισιωτό κτίριο, κανονικό σε κάτοψη  $\Rightarrow \alpha_1/\alpha_u = 1.00$

Μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή  $q_0 = 1.00 \cdot 1.50 = 1.50$

Επιλέγεται  $q_0 = 3.60$

$q = k_w \cdot q_0 = 1.00 \cdot 3.60 = 3.60$

$T_1 = 0.4 \mu_f = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_c / T_1 = 1 + 2 \cdot (3.60 - 1) \cdot 0.50 / 0.40 = 7.50$

$T_1 = 0.4 \mu_f^* = 1 + 2 \cdot (2/3 \cdot q_0 - 1) \cdot T_c / T_1 = 1 + 2 \cdot (2.40 - 1) \cdot 0.50 / 0.40 = 4.50$

#### ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Φάσμα απόκρισης μεγίστων επιταχύνσεων (Ευρωκώδικας 8)

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ..... I

Κατηγορία εδάφους B  $\Rightarrow S = 1.20$ ,  $T_b = 0.15\text{sec}$ ,  $T_c = 0.50\text{sec}$ ,  $T_d = 2.50\text{sec}$ .

Κατηγορία πλαστιμότητας ..... Χαμηλή (ΚΠΧ)

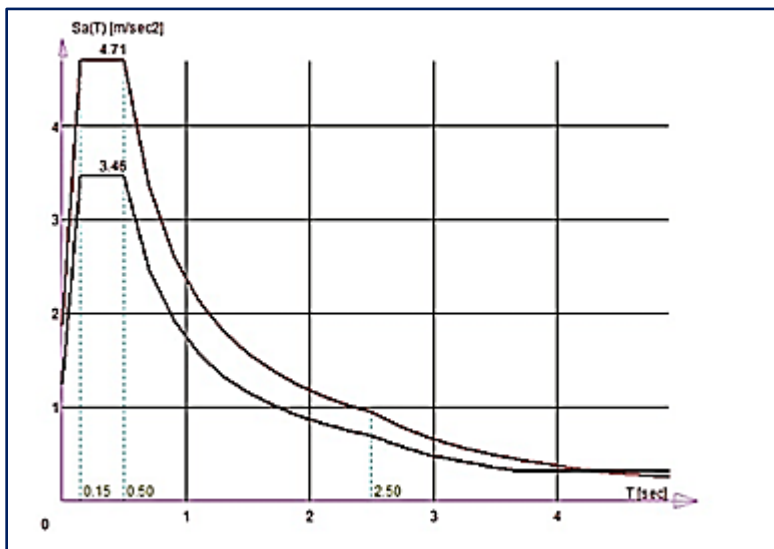
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους .....  $ag_R = 0.16 \cdot g$

Συντελεστής σπουδαιότητας .....  $\gamma_I = 1.00$

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ...  $q_{hx} = 1.36$ ,  $q_{hy} = 1.36$

Μέθοδος επαλλήλιας ιδιομορφικών αποκρίσεων : CQC

Αριθμός ιδιομορφών ..... 180



### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (σε mm) ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΠΟ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

ΣΤ	h	L	M	Jm	min	max	eo	r	Is	n	V	Ptot	θ	γ	Δκ%	K	Δκ%
	m	m	Mg	Mg.m²	mm	mm	m	m	m		KN	KN				KN/m	
2 x	3.00	11.42	133	2780	4.06	9.83	0.09	4.84	4.58	1.00	2170	6148	0.009	1.57	-0	131	-13
y		10.41			2.34	10.16	0.27	4.90		1.00	2170		0.008	1.42		148	-12
3 x	3.00	11.42	133	2784	10.93	22.84	0.10	5.14	4.58	1.00	2010	4846	0.011	2.25	-0	114	0
y		10.41			6.57	24.46	0.31	5.20		1.00	2010		0.010	2.10		131	0
4 x	3.00	11.42	132	2781	18.60	33.05	0.10	5.14	4.58	1.00	1692	3545	0.008	2.03	-0	114	-11
y		10.41			11.57	36.84	0.31	5.20		1.00	1692		0.008	1.97		131	-9
5 x	3.00	11.42	132	2783	25.88	39.78	0.13	5.39	4.59	1.00	1215	2246	0.006	1.59	-27	102	0
y		10.41			16.64	46.22	0.35	5.46		1.00	1215		0.006	1.64		118	0
6 x	3.00	11.42	97	1990	32.30	43.03	0.16	5.39	4.54	1.00	580	948	0.004	1.10		102	
y		10.41			21.47	51.37	0.35	5.47		1.00	580		0.004	1.13		118	

Αντισεισμικός Αρμός: x=15.1cm y=18.0cm

Επεξήγηση συμβόλων:

h = Σχετικό ύψος της άνω παριάς του διαφράγματος ως προς την άνω παριά του διαφράγματος του υποκείμενου ορόφου.

L = Διαστάσεις ορόφου κατά τη X και τη Y διεύθυνση

M = Μάζα ορόφου  $(G + \varphi \cdot \psi \cdot Q) / 9.81$  στο τμήμα της κατασκευής που ορίζεται από τομέσο των υπερκείμενων ως το μέσο των υποκείμενων υποστυλωμάτων.

Jm = Περιτροφική αδράνεια διαφράγματος

min = ελάχιστη μετατόπιση ακραίου σημείου διαφράγματος από σεισμική φόρτιση διεύθυνσης X και Y σε mm

max = μέγιστη μετατόπιση ακραίου σημείου διαφράγματος από σεισμική φόρτιση διεύθυνσης X και Y σε mm

eo = Στατική εκκεντρότητα (απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας του ορόφου).

$r$  = ακτίνα δυστρεψιάς (η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψιάς προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση  $y$ )

$I_s$  = ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη

(η τετραγωνική ρίζα του λόγου ( $\alpha$ ) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς ( $\beta$ ) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

$n$  = Συντελεστής μεγέθυνσης της σεισμικής έντασης των κατακόρυφων στοιχείων σε όροφο με διακοπή τοιχοπληρώσεων (για ΚΠΥ)

$V$  = Τέμνουσα δύναμη ορόφου από σεισμική φόρτιση διεύθυνσης  $X$  και  $Y$  σε kN

$P_{tot}$  = Συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου και των υπερκείμενων ορόφων σε KN

$\Theta$  = Δείκτης σχετικής μεταθετότητας =  $P_{tot} \cdot dr / V_{tot} \cdot h \Rightarrow$  Έλεγχος:  $\Theta < 0.10$

$\gamma$  = Παραμόρφωση ορόφου =  $dr \cdot v / h$  όπου  $dr =$   $\Rightarrow$  Έλεγχος:  $\gamma < 5$

$\Delta M$  = Ποσοστό μεταβολής μάζας ορόφου σε σχέση με τον υπερκείμενο όροφο.

$K$  = Συνολική διατμητική ακαμψία ορόφου κατά τις διευθύνσεις  $X$  και  $Y$  σε MN/m

$\Delta K$  = Ποσοστό μεταβολής ακαμψίας ορόφου σε σχέση με τον υπερκείμενο όροφο.

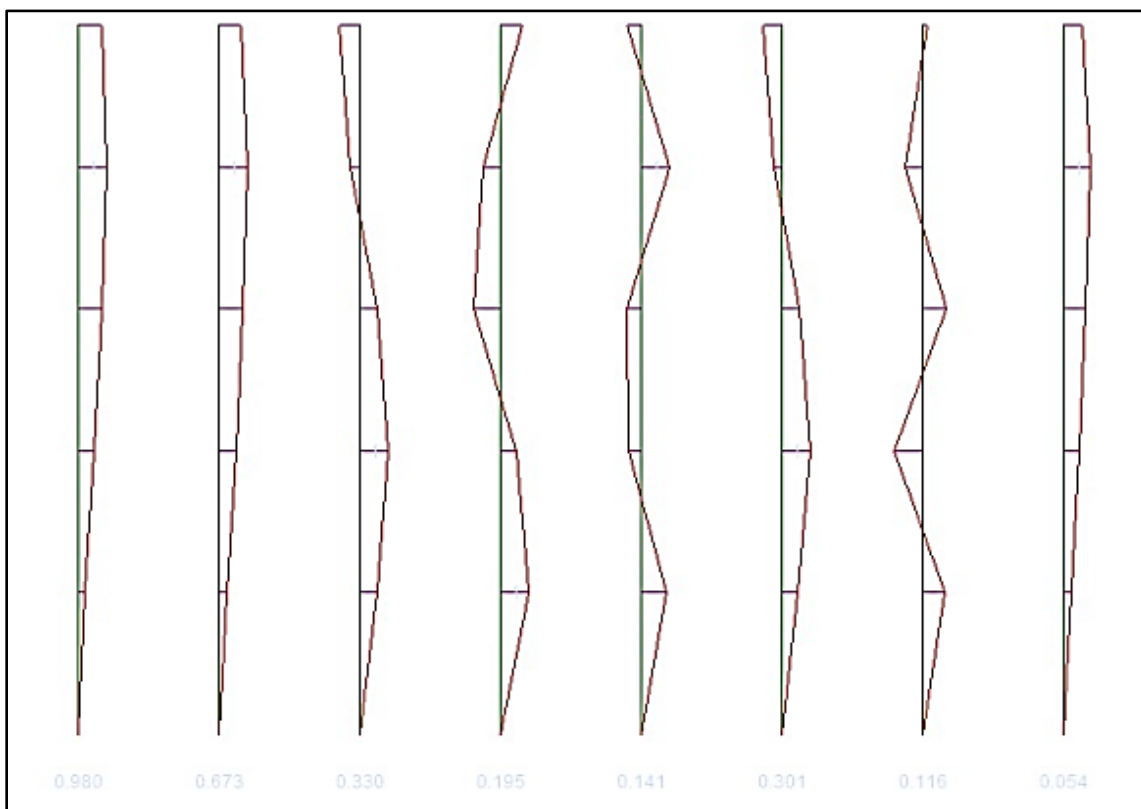
ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ Ψ



Ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση  $x$

ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x1									
N1	0.99	-0.77	0.66	0.49	0.43	0.23	0.21	-0.18	0.15
$\alpha/\alpha$	5	2	1	4	12	13	7	3	9
T sec	0.296	0.673	0.980	0.301	0.107	0.070	0.184	0.330	0.135
M* %	34.2	26.1	15.0	14.1	5.1	1.5	1.4	1.1	0.6
ΕΤ- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ΕΤ- 2	137.4	28.5	10.5	-23.4	60.8	33.5	37.4	10.1	24.8
ΕΤ- 3	234.8	64.5	24.4	-23.3	76.2	6.8	17.1	16.3	-14.9
ΕΤ- 4	203.2	93.4	36.3	40.6	35.1	-32.8	-36.4	10.1	-10.6
ΕΤ- 5	92.8	111.5	44.7	137.6	-34.2	-10.7	-19.9	-4.1	26.4
ΕΤ- 6	9.3	85.6	35.6	147.8	-55.2	22.4	29.0	-10.8	-14.0

Ιδιομορφικά φορτία κατά τη διεύθυνση x



Ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση y

ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ y1									
N1	1.19	0.90	-0.47	0.28	0.19	0.13	-0.12	0.96	-0.09
$\alpha/\alpha$	3	2	8	12	14	4	15	16	1
T sec	0.980	0.673	0.330	0.195	0.141	0.301	0.116	0.054	0.296
M* %	48.0	35.8	7.8	3.7	1.6	1.0	0.8	0.5	0.3
ΕΤ- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ΕΤ- 2	32.2	37.3	85.2	91.9	62.8	9.3	33.0	0.5	0.0
ΕΤ- 3	77.9	88.8	142.8	52.0	-29.3	15.7	-40.4	1.0	0.0
ΕΤ- 4	116.7	129.5	85.2	-86.2	-35.0	9.9	35.7	1.4	0.0
ΕΤ- 5	144.2	153.5	-49.5	-56.2	67.7	-4.0	-23.5	1.7	0.0
ΕΤ- 6	114.6	116.5	-108.8	72.2	-34.9	-10.2	8.4	1.2	0.0

Ιδιομορφικά φορτία κατά τη διεύθυνση y

**ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΛΑΚΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

Πλάκα 1 Τετραέρειστη

$$l_x=4.50 \quad l_y=5.00 \quad h=15\text{cm} \quad a/d=0.8 \quad a/d=28.8 \quad (a/d)^2/h=86.4$$

φορτία: ίδιον βάρος=3.75 πλακόστρωσης=1.00 τοίχων=0.00 κινητό=2.00

Ροπές πλευρών: 0.00+0.00 0.00+0.00 7.09+2.99 7.65+3.22

κατά X:  $M_{sd}=7.75 \quad A_{s1}=3.34 \quad \Phi 8/15=3.35$

κατά Y:  $M_{sd}=6.03 \quad A_{s1}=2.59 \quad \Phi 8/19=2.65$

$$V_{sd} = 1.35 \cdot 11.20 + 1.50 \cdot 4.72 = 22.19$$

$$V_{rd3} = V_{rd1}=51.53 + V_{wl}=1.88 = 53.41 > 22.19$$

Ελαστικό Βέλος Κάμψης:

$$w_{el} = 0.39 \text{ cm} < 450/200 = 2.25 \text{ cm.}$$

Έλεγχος υπάρχουσας πλάκας:

$$x-x: A_{s\_υπαρχ.} = \Phi 8/15 = 3.35\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = \Phi 8/15 = 3.35\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$y-y: A_{s\_υπαρχ.} = \Phi 8/19 = 2.65\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = \Phi 8/19 = 2.65\text{cm}^2 \text{ OK}$$

Πλάκα 2 Τετραέρειστη

$$l_x=4.55 \quad l_y=5.00 \quad h=15\text{cm} \quad a/d=0.8 \quad a/d=29.1 \quad (a/d)^2/h=88.3$$

φορτία: ίδιον βάρος=3.75 πλακόστρωσης=1.00 τοίχων=0.00 κινητό=2.00

Ροπές πλευρών: 0.00+0.00 7.72+3.25 7.21+3.04 0.00+0.00

κατά X:  $M_{sd}=7.76 \quad A_{s1}=3.34 \quad \Phi 8/15=3.35$

κατά Y:  $M_{sd}=6.20 \quad A_{s1}=2.66 \quad \Phi 8/18=2.79$

$$V_{sd} = 1.35 \cdot 11.31 + 1.50 \cdot 4.76 = 22.42$$

$$V_{rd3} = V_{rd1}=52.18 + V_{wl}=1.98 = 54.17 > 22.42$$

Ελαστικό Βέλος Κάμψης:

$$w_{el} = 0.41 \text{ cm} < 455/200 = 2.28 \text{ cm.}$$

Έλεγχος υπάρχουσας πλάκας:

$$x-x: A_{s\_υπαρχ.} = \Phi 8/15 = 3.35\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = \Phi 8/15 = 3.35\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$y-y: A_{s\_υπαρχ.} = \Phi 8/18 = 2.79\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = \Phi 8/18 = 2.79\text{cm}^2 \text{ OK}$$

Πλάκα 5: Νέα

$$\text{Π 1} \quad M_e=15.06 \quad A_{s1}=1.40 \quad A_{s2}=0.00 \quad l=5.00\text{m} \quad h=15\text{cm}$$

$$\text{Π 3} \quad M_e=15.15 \quad A_{s1}=1.40 \quad A_{s2}=0.00 \quad l=5.30\text{m} \quad h=15\text{cm}$$

$$M_{sd}=15.11 \quad A_{s1}=6.62-1.40-1.40=3.83$$

$$\text{απαιτούμενος οπλισμός} = \Phi 8/13 = 3.87$$



Π 2  $M_e=15.31$   $A_{s1}=1.48$   $A_{s2}=0.00$   $l=5.00m$   $h=15cm$

Π 4  $M_e=15.39$   $A_{s1}=1.48$   $A_{s2}=0.00$   $l=5.30m$   $h=15cm$

$M_{sd}=15.36$   $A_{s1}=6.74-1.48-1.48=3.78$

απαιτούμενος οπλισμός=  $\Phi 8/13 = 3.87$

ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ																	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	1	1	35	35	3.00	0.596	0.666	50.3	12φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vy -9	0.93	0.47	
3	1	1	35	35	3.00	0.477	0.514	37.7	12φ18	5φ20	---	φ8/20	---	Vy 9	0.82	0.56	
4	1	1	35	35	3.00	0.353	0.359	30.5	12φ18	4φ20	---	φ8/20	---	Vy 9	0.86	0.60	
5	1	1	35	35	3.00	0.227	0.216	21.7	8φ20	4φ20	---	φ8/20	---	Vy 9	0.80	0.57	
6	1	1	35	35	3.00	0.098	0.086	20.4	4φ20	2φ20	---	φ8/20	---	Vx 5	1.02	0.38	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	2	2	35	35	3.00	1.042	0.981	50.3	16φ20	6φ20	---	φ8/20	---	Vy -9	0.88	0.45	
3	2	2	35	35	3.00	0.821	0.752	50.9	16φ20	4φ20	---	φ8/20	---	Vy -9	0.90	1.05	
4	2	2	35	35	3.00	0.602	0.528	37.7	12φ20	4φ20	---	φ8/20	---	Vx 9	0.86	0.87	
5	2	2	35	35	3.00	0.385	0.322	30.5	12φ18	4φ16	---	φ8/20	---	Vx 3	0.87	0.72	
6	2	2	35	35	3.00	0.169	0.138	30.5	12φ18	4φ16	---	φ8/20	---	Vx 3	0.89	0.48	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	3	3	35	35	3.00	0.406	2.489	113.1	32φ20	2φ20	---	φ8/20	---	Vy -3	4.94	0.43	
3	3	3	35	35	3.00	0.328	1.517	62.8	20φ20	2φ20	---	φ8/20	---	Vx -3	1.00	0.40	
4	3	3	35	35	3.00	0.242	0.651	30.5	12φ18	2φ20	---	φ8/20	---	Vx 3	0.85	0.41	
5	3	3	35	35	3.00	0.158	0.201	9.2	4φ20	2φ20	---	φ8/20	---	2	0.96	0.37	
6	3	3	35	35	3.00	0.074	0.102	7.7	4φ16	2φ16	---	φ8/20	---	5	0.98	0.30	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	4	4	35	35	3.00	1.086	1.053	75.4	20φ20	6φ20	---	φ8/20	---	Vy -8	0.81	0.45	
3	4	4	35	35	3.00	0.859	0.804	62.8	20φ20	6φ20	---	φ8/20	---	Vy -8	0.92	0.53	
4	4	4	35	35	3.00	0.632	0.560	62.8	16φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vy 9	0.87	0.78	
5	4	4	35	35	3.00	0.405	0.337	37.7	12φ20	4φ20	---	φ8/20	---	Vy 7	0.94	0.58	
6	4	4	35	35	3.00	0.179	0.140	20.4	8φ20	2φ20	---	φ8/20	---	Vy 7	0.95	0.45	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	5	5	50	50	3.00	1.091	0.763	138.2	40φ20	9φ20	---	φ8/20	---	Vy -7	0.94	0.73	
3	5	5	45	45	3.00	1.058	0.736	50.3	16φ20	6φ20	---	φ8/20	---	Vy 7	0.88	0.73	
4	5	5	45	45	3.00	0.778	0.539	37.7	12φ20	6φ20	---	φ8/20	---	Vy 8	0.88	0.67	
5	5	5	40	40	3.00	0.631	0.433	25.1	8φ20	2φ20	---	φ8/20	---	Vy 7	0.90	0.62	
6	5	5	40	40	3.00	0.285	0.190	10.6	4φ18	2φ18	---	φ8/20	---	5	1.02	0.36	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	6	6	35	35	3.00	0.948	0.736	50.3	16φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vx-11	0.90	0.48	
3	6	6	35	35	3.00	0.748	0.597	50.3	16φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vy 11	0.96	0.57	
4	6	6	35	35	3.00	0.550	0.466	37.7	12φ20	4φ20	---	φ8/20	---	Vy 11	0.90	0.74	
5	6	6	35	35	3.00	0.354	0.313	25.1	8φ20	4φ20	---	φ8/20	---	Vy 11	0.82	0.54	
6	6	6	35	35	3.00	0.157	0.141	9.8	4φ18	2φ18	---	φ8/20	---	17	0.69	0.29	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	7	7	35	35	3.00	0.595	0.655	75.4	20φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vx-13	0.90	1.09	
3	7	7	35	35	3.00	0.476	0.504	37.7	16φ18	5φ20	---	φ8/20	---	Vx 10	0.96	1.08	
4	7	7	35	35	3.00	0.352	0.350	30.5	12φ18	4φ20	---	φ8/20	---	Vx 7	0.89	1.02	
5	7	7	35	35	3.00	0.226	0.210	23.4	8φ20	2φ20	---	φ8/20	---	Vy 7	0.77	0.56	
6	7	7	35	35	3.00	0.097	0.086	10.9	4φ20	2φ20	---	φ8/20	---	7	0.89	0.35	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	8	8	35	35	3.00	1.048	0.924	75.4	20φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vx-13	0.90	0.92	
3	8	8	35	35	3.00	0.827	0.715	75.4	20φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vx-13	0.94	1.07	
4	8	8	35	35	3.00	0.608	0.508	50.3	16φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vx 13	0.92	0.88	
5	8	8	35	35	3.00	0.389	0.312	30.5	12φ18	4φ18	---	φ8/20	---	Vx 6	0.88	0.73	
6	8	8	35	35	3.00	0.172	0.130	9.4	4φ18	2φ18	---	φ8/20	---	7	0.77	0.31	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	9	9	35	35	3.00	0.574	0.659	62.8	16φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vx-11	0.95	0.78	
3	9	9	35	35	3.00	0.457	0.503	37.7	12φ20	5φ20	---	φ8/20	---	Vx 13	0.93	0.75	
4	9	9	35	35	3.00	0.337	0.346	21.7	8φ20	4φ20	---	φ8/20	---	Vx 11	0.77	0.58	
5	9	9	35	35	3.00	0.216	0.205	10.7	4φ18	2φ18	---	φ8/20	---	Vx 13	1.03	0.41	
6	9	9	35	35	3.00	0.094	0.083	7.9	4φ16	2φ16	---	φ8/20	---	10	0.73	0.20	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	10	10	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
3	10	10	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
4	10	10	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
5	10	10	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
6	10	10	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
ΕΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	vds	vde	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ	λ(M)	λ(V)	
2	11	11	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
3	11	11	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
4	11	11	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
5	11	11	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	
6	11	11	48	47	3.00	0.000	0.000	0.0	0φ0	---	---	φ0/0	---	-2	0.00	0.00	

ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΓΙΑ ΕΝΑ ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ.

Συνδυασμοί φορτίσεων

- 1)  $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$
- 2)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (+ \Sigma x_1 + 0.30 \cdot \Sigma y_1)$
- 3)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (+ \Sigma x_1 - 0.30 \cdot \Sigma y_1)$
- 4)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (- \Sigma x_1 - 0.30 \cdot \Sigma y_1)$
- 5)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (- \Sigma x_1 + 0.30 \cdot \Sigma y_1)$
- 6)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (+ 0.30 \cdot \Sigma x_1 + \Sigma y_1)$
- 7)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (- 0.30 \cdot \Sigma x_1 + \Sigma y_1)$
- 8)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (- 0.30 \cdot \Sigma x_1 - \Sigma y_1)$
- 9)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (+ 0.30 \cdot \Sigma x_1 - \Sigma y_1)$
- 10)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (+ \Sigma x_2 + 0.30 \cdot \Sigma y_2)$
- 11)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (+ \Sigma x_2 - 0.30 \cdot \Sigma y_2)$
- 12)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (- \Sigma x_2 - 0.30 \cdot \Sigma y_2)$
- 13)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_x \cdot (- \Sigma x_2 + 0.30 \cdot \Sigma y_2)$
- 14)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (+ 0.30 \cdot \Sigma x_2 + \Sigma y_2)$
- 15)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (- 0.30 \cdot \Sigma x_2 + \Sigma y_2)$
- 16)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (- 0.30 \cdot \Sigma x_2 - \Sigma y_2)$
- 17)  $1.10 \cdot G + \psi_2 \cdot Q + n_y \cdot (+ 0.30 \cdot \Sigma x_2 - \Sigma y_2)$
- 18)  $G + Q$
- 19)  $1.10 \cdot G + 0.30 \cdot Q$

όπου  $\psi_2$ ,  $n_x$ ,  $n_y$  καθώς και ο συντελεστής μάζας μεταβλητών δράσεων  $\varphi$ , ορίζονται ανά στάθμη ως ακολούθως:

$\Sigma \tau$	$\varphi$	$\psi_2$	$n_x$	$n_y$
1	0.800	0.300	1.00	1.000
2	0.800	0.300	1.00	1.000
3	0.800	0.300	1.00	1.000
4	0.800	0.300	1.00	1.000
5	0.800	0.300	1.00	1.000
6	0.800	0.300	1.00	1.000

## ΔΙΑΤΜΗΣΗ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$V_{max}$  = μέγιστη τέμνουσα από όλους τους συνδυασμούς

$$V_k = (M1d + M2d) / l_{cl}$$

$$V_s = V_g + \psi_2 \cdot V_q$$

$l_{cl}$  = το καθαρό ύψος του υποστυλώματος

$$M1d = \gamma_{RD} \cdot k_1 \cdot M_{rc}$$

$$M2d = \gamma_{RD} \cdot k_2 \cdot M_{rc}$$

$k_1 = \min(1, \Sigma M_{rb} / \Sigma M_{rc})$  στην κεφαλή

$k_2 = \min(1, \Sigma M_{rb} / \Sigma M_{rc})$  στον πόδα

$$V_{ed} = V_s + V_k$$

$$V_{sd} = \max(V_{max}, V_k)$$

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 1 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ 2.

Έλεγχος σε διάτμηση

από συνδυασμούς:  $V_{maxX} = 38.1 \text{ KN}$ ,  $V_{maxY} = 88.0 \text{ KN}$

$y1 \text{ o1 } 90/50 (35/35) \quad H=3.00m \quad *$

x-x: σκέλη συνδ.-3  $\rho_w=2.15\%$   $V_{rdc}=21$   $V_{rdMax}=468$   $V_{rds}=84$   $V_{sd}=38$

y-y: σκέλη συνδ.-6  $\rho_w=1.68\%$   $V_{rdc}=54$   $V_{rdMax}=648$   $V_{rds}=91$   $V_{sd}=88$

\*\*\*\* Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

- Κάμψη:

$A_{s\_υπαρχ.} = 4 \times 3\phi 20 + 10\phi 20 = 69.12 \text{ cm}^2 > A_{s\_απαιτ.} = 64.05 \text{ cm}^2 \text{ OK}$

- Διάτμηση:

x-x:  $A_w\_υπαρχ. = 2 \times \phi 8/20 = 5.03 \text{ cm}^2 > A_w\_απαιτ. (38.1 \text{ KN}, \cot\theta=2.50) = 2.34 \text{ cm}^2 \text{ OK}$

y-y:  $A_w\_υπαρχ. = 6 \times \phi 8/20 = 15.08 \text{ cm}^2 > A_w\_απαιτ. (88.0 \text{ KN}, \cot\theta=2.50) = 5.41 \text{ cm}^2 \text{ OK}$

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΣΤΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ ΣΤΑΘΜΗΣ 2 ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$\Delta 11 \quad 25/50$

$l=1.70$   $l_o=1.09$   $q_m=15.2$   $q_k=1.8$   $b=0.47$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

$M_{sd}=-100+102$   $A_{s,req}=10.94, 11.33$   $l_{bnet}=0.42$   $l_{bmin}=0.18$

$T_{sd}=1.3$

AKPO A:  $V_{sd}=92$   $V_{rd,s}=110$ ,  $V_{rdMax}=252$

AKPO B:  $V_{sd}=98$   $V_{rd,s}=110$ ,  $V_{rdMax}=252$

$$TrdMax=42 \Rightarrow (T_{sd}/TrdMax)^2 + (V_{sd}/V_{rdMax})^2 = 0.415$$

D11:  $l=1.70$   $f_2=3.8, 1.8$   $f_0=0.0, 0.0$   $q_w=8.2$   $q_i=3.1 \rightarrow q_m=15.2$   $q_k=1.8$

βέλος κάμψης:  $w_{\text{ελαστ.βραχ.}} = 0.00 \text{ mm}$ ,  $w_{\text{ελαστ.μακροχ.}} = 0.00 \text{ mm}$

Έλεγχος:  $0.00 \text{ mm} \leq L/250 = 5.65 \text{ mm} \text{ OK}$

Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 16 = 10.05\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 10.94\text{cm}^2 \text{ **ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 4\Phi 20 = 12.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 11.33\text{cm}^2 \text{ OK}$$

Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 2x \Phi 10/12 + 15.27\text{cm}^2/0.7070 = 34.69\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z * \cot\theta) = 91.8/(19.13 * 0.90 * 0.49 * 2.50) = 4.35\text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 2x \Phi 10/12 + 9.42\text{cm}^2/0.7070 = 26.42\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z * \cot\theta) = 98.3/(19.13 * 0.90 * 0.49 * 2.50) = 4.66\text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ8 25/50

$$l=4.95 \quad l_0=3.40 \quad q_m=15.4 \quad q_k=1.8 \quad b=0.93 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

$$M_{sd}=-53,+123 \quad A_{s,req}=6.31,13.49 \quad I_{bnet}=0.38 \quad I_{bmin}=0.16$$

$$T_{sd}=1.3$$

$$\text{ΑΚΡΟΑ: } V_{sd}=119 \quad V_{rd,s}=136, \quad V_{rdMax}=252$$

$$\text{ΑΚΡΟΒ: } V_{sd}=114 \quad V_{rd,s}=136, \quad V_{rdMax}=252$$

$$T_{rdMax}=42 \Rightarrow (T_{sd}/T_{rdMax})^2 + (V_{sd}/V_{rdMax})^2 = 0.493$$

$$\text{D8: } l=4.95 \quad f_3=3.9, 1.8 \quad f_0=0.0, 0.0 \quad q_w=8.4 \quad q_i=3.1 \rightarrow q_m=15.4 \quad q_k=1.8$$

$$\text{βέλος κάμψης: } w_{\text{ελαστ.βραχ.}} = 0.86 \text{ mm}, \quad w_{\text{ελαστ.μακροχ.}} = 0.87 \text{ mm}$$

$$\text{Έλεγχος: } 0.87 \text{ mm} \leq L/250 = 18.40 \text{ mm} \text{ OK}$$

Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 20 = 6.28\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 6.31\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 4\Phi 20 = 12.57\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 13.49\text{cm}^2 \text{ **ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**}$$

Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 2x \Phi 12/16 + 16.34\text{cm}^2/0.7070 = 37.24\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z * \cot\theta) = 118.8/(19.13 * 0.90 * 0.49 * 2.50) = 5.63\text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 2x \Phi 12/16 + 29.19\text{cm}^2/0.7070 = 55.42\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z * \cot\theta) = 114.0/(19.13 * 0.90 * 0.49 * 2.50) = 5.41\text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ, ΣΤΑΘΜΗΣ 2 ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κ 1 25/50

$$M_{sd} = -86 + 82 \quad A_{s,req} = 10.44, 8.94$$

$$\delta_1 = 85.8 / 103.8 = 0.83 \geq 0.70 \quad \delta_2 = 82.0 / 68.6 = 1.20 \geq 0.70$$

Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

Κάμψη:

$$\text{Πάνω Προσθετα} = 0\Phi 0 + 5\Phi 16 \Rightarrow \text{ολικό } A_s = 14.07 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 10.44 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω Προσθετα} = 3\Phi 14 \Rightarrow \text{ολικό } A_s = 8.64 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 8.94 \text{cm}^2 \text{ **ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**}$$

Κ12 25/50

$$M_{sd} = -110 + 93 \quad A_{s,req} = 14.00, 10.17$$

$$\delta_1 = 109.6 / 109.6 = 1.00 \geq 0.70 \quad \delta_2 = 93.2 / 93.2 = 1.00 \geq 0.70$$

Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

Κάμψη:

$$\text{Πάνω Προσθετα} = 0\Phi 0 + 3\Phi 20 \Rightarrow \text{ολικό } A_s = 13.45 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 14.00 \text{cm}^2$$

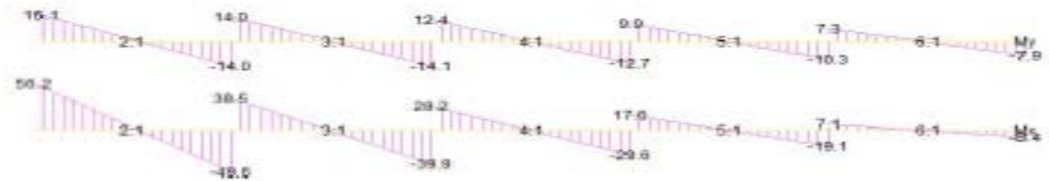
**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Κάτω Προσθετα} = 0\Phi 0 \Rightarrow \text{ολικό } A_s = 10.18 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 10.17 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

## ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΤΥΛΟΥ 1-1 ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΕΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΟΥ 1959

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΕΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

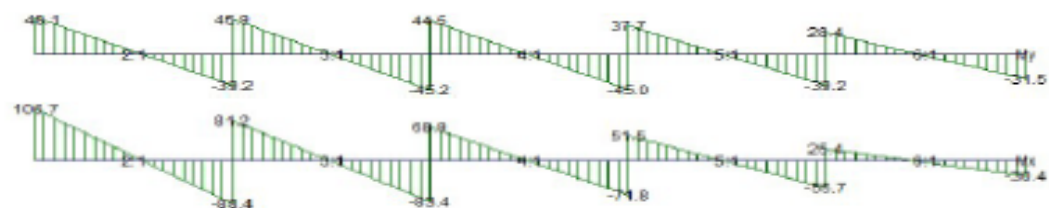
ΣΤ	ΚΟΛ	TΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Εστρέψη
2	1	G	-395.6	-4.9	1.9	5.9	-4.0	2.3	-3.3	0.0
		Q	-47.7	-0.7	0.3	0.9	-0.6	0.3	-0.5	0.0
		Σx1	51.4	14.1	-15.8	-14.0	16.1	-10.0	10.1	1.3
		Σy1	75.8	49.6	-56.2	1.5	-1.8	-35.3	-1.1	0.3
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1	G	-320.7	-7.8	7.2	11.5	-11.2	5.0	-7.6	0.1
		Q	-39.4	-1.3	1.1	1.8	-1.7	0.8	-1.2	0.0
		Σx1	34.1	10.4	-9.9	-14.1	14.0	-6.8	9.4	1.0
		Σy1	49.0	39.9	-38.5	1.6	-1.6	-26.1	-1.1	0.3
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1	G	-238.8	-8.6	8.1	14.7	-14.4	5.6	-9.7	0.2
		Q	-29.9	-1.5	1.4	2.4	-2.3	1.0	-1.6	0.0
		Σx1	19.7	7.1	-6.6	-12.7	12.4	-4.5	8.4	0.6
		Σy1	27.2	29.6	-28.2	1.2	-1.1	-19.3	-0.8	0.2
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1	G	-152.6	-9.2	8.9	16.8	-16.7	6.0	-11.2	0.2
		Q	-19.4	-1.7	1.6	2.8	-2.7	1.1	-1.8	0.0
		Σx1	9.0	3.9	-3.5	-10.3	9.9	-2.5	6.7	0.3
		Σy1	11.8	19.1	-17.6	0.7	-0.6	-12.2	-0.4	0.2
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1	G	-63.6	-9.6	9.4	19.2	-18.5	6.4	-12.6	0.3
		Q	-8.3	-1.9	1.8	3.3	-3.1	1.2	-2.1	0.0
		Σx1	2.1	0.7	-0.5	-7.9	7.3	-0.4	5.1	-0.0
		Σy1	3.1	8.4	-7.1	0.1	-0.1	-5.2	-0.1	0.1
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



## ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΤΥΛΟΥ 1-1 ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΕΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΕΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

ΣΤ	ΚΟΛ	TΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Εστρέψη
2	1	G	-368.2	-5.7	2.5	5.7	-3.6	2.7	-3.1	0.0
		Q	-41.4	-0.7	0.3	0.7	-0.5	0.4	-0.4	-0.0
		Σx1	66.4	-6.0	7.6	-39.2	48.1	4.5	29.1	-0.1
		Σy1	144.1	88.4	-106.7	14.7	-17.8	-65.0	-10.8	0.6
		Σx2	127.0	49.5	-59.7	-17.3	21.6	-36.4	13.0	0.8
3	1	G	-295.1	-8.5	8.3	10.1	-10.1	5.6	-6.7	0.0
		Q	-33.6	-1.2	1.1	1.4	-1.4	0.8	-0.9	0.0
		Σx1	49.1	-7.6	45.3	-45.2	45.9	5.2	30.4	-0.1
		Σy1	100.8	83.4	-81.2	15.9	-16.0	-54.9	-10.6	0.6
		Σx2	89.6	46.6	-7.8	-21.6	22.1	-30.6	14.6	0.8
4	1	G	-217.8	-8.6	8.5	12.0	-11.9	5.8	-8.0	0.0
		Q	-25.1	-1.3	1.2	1.7	-1.7	0.8	-1.1	0.0
		Σx1	31.6	-40.1	38.3	-45.0	44.5	26.1	29.8	-0.7
		Σy1	61.6	71.8	-68.9	15.3	-15.1	-46.9	-10.1	0.5
		Σx2	54.3	7.6	-7.4	-21.6	21.4	-5.0	14.4	0.1
5	1	G	-136.1	-9.2	9.0	13.4	-13.4	6.0	-8.9	0.0
		Q	-16.1	-1.4	1.4	2.0	-1.9	0.9	-1.3	0.0
		Σx1	15.9	-30.6	28.2	-39.2	37.7	19.6	25.6	-0.5
		Σy1	29.5	55.7	-51.5	13.0	-12.4	-35.7	-8.5	0.4
		Σx2	25.6	5.8	-5.2	-16.7	16.1	-3.7	12.3	0.1
6	1	G	-56.8	-9.6	9.3	15.4	-14.7	6.3	-10.0	0.0
		Q	-6.8	-1.5	1.5	2.4	-2.2	1.0	-1.5	0.0
		Σx1	3.6	-18.1	15.4	-31.5	28.4	11.2	20.0	-0.3
		Σy1	8.4	30.4	-25.4	9.6	-8.6	-18.6	-6.1	0.2
		Σx2	6.5	2.3	-1.5	-15.7	14.2	-1.3	10.0	0.0



ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΔΟΚΩΝ 1-1 & 2-2 ΣΤΑΘΜΗΣ 2 ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΟΥ 1959

ΣΤΑΘΜΗ 2

ΣΤ	ΔΟΚ	Len	Tφ	My1	My2	Mmax	Vy1	Vy2	Στρέψη
2	1-1	4.50	G	-16.9	-19.6	20.4	33.7	-34.9	0.3
			Q	-2.4	-0.8	2.6	4.1	-3.4	0.2
			Σx1	28.3	-15.0		-9.6	-9.6	-0.7
			Σy1	-3.0	1.1		0.9	0.9	-1.0
			Σx2	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
2	2-2	4.50	G	-25.7	-8.6	22.1	38.2	-30.6	-0.8
			Q	-1.6	-1.4	2.7	3.8	-3.7	-0.3
			Σx1	23.7	-31.6		-12.3	-12.3	-2.1
			Σy1	-3.3	4.1		1.6	1.6	0.5
			Σx2	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0
			Σy2	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΔΟΚΩΝ 1-1 & 2-2 ΣΤΑΘΜΗΣ 2 ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΕΠΕ

ΣΤΑΘΜΗ 2

ΣΤ	ΔΟΚ	Len	Tφ	My1	My2	Mmax	Vy1	Vy2	Στρέψη
2	1-1	4.50	G	-15.7	-25.7	18.1	32.1	-36.5	0.1
			Q	-2.1	-2.2	2.1	3.7	-3.7	0.0
			Σx1	84.6	-51.7		-30.3	-30.3	0.1
			Σy1	-30.3	18.5		10.8	10.8	-0.8
			Σx2	39.5	-23.8		-14.1	-14.1	-0.7
2	2-2	4.50	G	-30.1	-10.8	18.9	38.7	-30.1	-0.2
			Q	-2.7	-1.5	2.1	4.0	-3.5	-0.1
			Σx1	71.1	-91.4		-36.1	-36.1	-0.6
			Σy1	-25.3	32.3		12.8	12.8	-0.1
			Σx2	34.2	-44.1		-17.4	-17.4	-1.3
			Σy2	7.1	-9.0		-3.6	-3.6	0.5

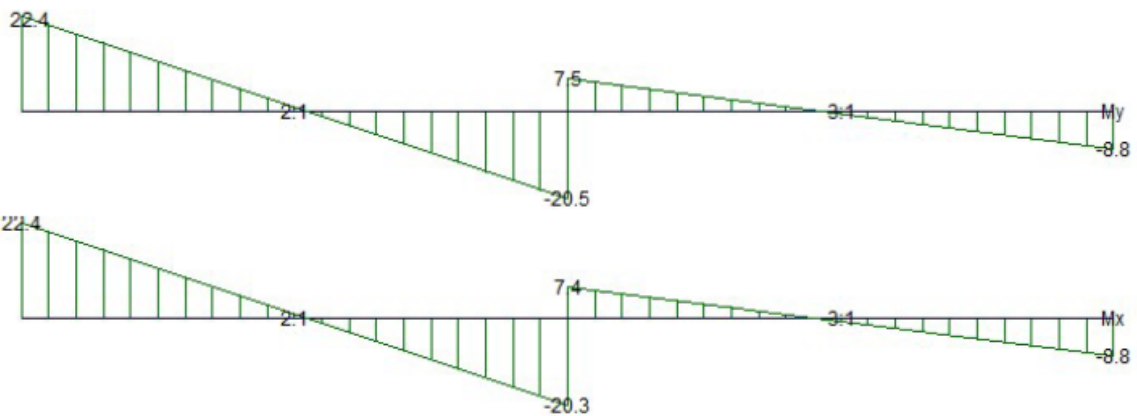






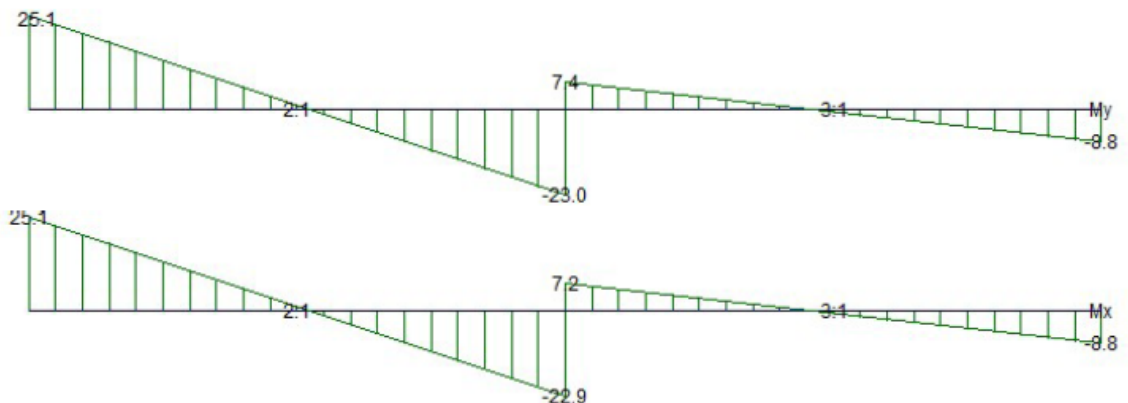
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1959

ΣΤ	ΚΟΛ	ΤΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Στρέψη
2	1	G	-119.5	-4.6	2.3	3.6	-1.8	2.3	-1.8	0.0
		Q	-12.8	-0.6	0.3	0.5	-0.2	0.3	-0.2	0.0
		Σx1	13.2	0.0	-0.0	-20.5	22.4	-0.0	14.3	0.0
		Σy1	11.9	20.3	-22.4	-0.0	0.0	-14.2	0.0	-0.0
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Σy2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1	G	-50.0	-6.7	6.8	5.4	-5.4	4.5	-3.6	-0.0
		Q	-5.5	-1.0	0.9	0.8	-0.8	0.6	-0.5	-0.0
		Σx1	3.2	0.0	-0.0	-8.8	7.5	-0.0	5.4	0.0
		Σy1	2.9	8.8	-7.4	-0.0	0.0	-5.4	0.0	-0.0
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Σy2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



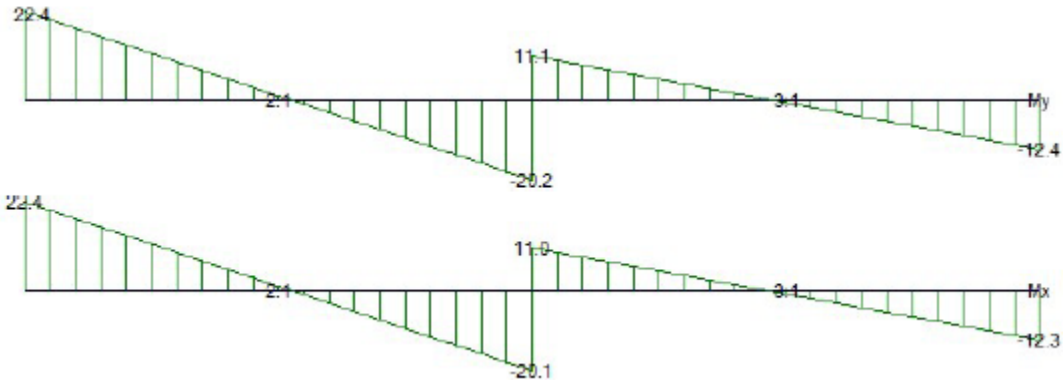
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1959 (ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ)

ΣΤ	ΚΟΛ	ΤΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Στρέψη
2	1	G	-119.5	-4.6	2.3	3.6	-1.8	2.3	-1.8	0.0
		Q	-23.7	-1.5	0.7	1.1	-0.6	0.7	-0.6	0.0
		Σx1	14.1	0.0	-0.0	-23.0	25.1	-0.0	16.0	0.0
		Σy1	12.6	22.9	-25.1	-0.0	0.0	-16.0	0.0	-0.0
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Σy2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1	G	-50.0	-6.7	6.8	5.4	-5.4	4.5	-3.6	-0.0
		Q	-6.1	-1.5	1.9	1.3	-1.5	1.1	-0.9	-0.0
		Σx1	3.2	0.0	-0.0	-8.8	7.4	-0.0	5.4	0.0
		Σy1	2.9	8.8	-7.2	-0.0	0.0	-5.3	0.0	-0.0
		Σx2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Σy2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



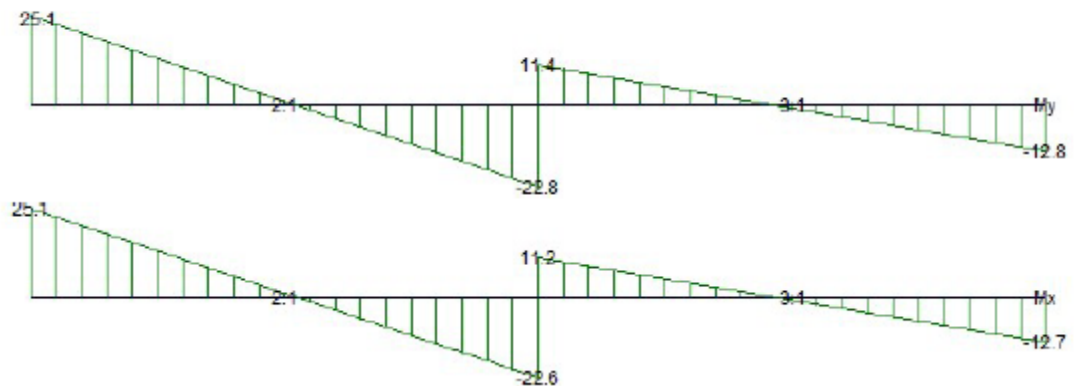
### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1984

ΕΤ	ΚΟΛ	TΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Εστρέψη	
2	1	G	-119.5	-4.6	2.3	3.6	-1.8	2.3	-1.8	0.0	
			Q	-12.8	-0.6	0.3	0.5	-0.2	0.3	-0.2	0.0
		E	Eκ1	15.7	0.0	-0.0	-20.2	22.4	-0.0	14.2	0.0
			Ey1	14.1	20.1	-22.4	-0.0	0.0	-14.2	0.0	-0.0
			Eκ2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			Ey2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1	G	-50.0	-6.7	6.8	5.4	-5.4	4.5	-3.6	-0.0	
			Q	-5.5	-1.0	0.9	0.8	-0.8	0.6	-0.5	-0.0
		E	Eκ1	4.5	0.0	-0.0	-12.4	11.1	-0.0	7.8	0.0
			Ey1	4.0	12.3	-11.0	-0.0	0.0	-7.8	0.0	-0.0
			Eκ2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			Ey2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



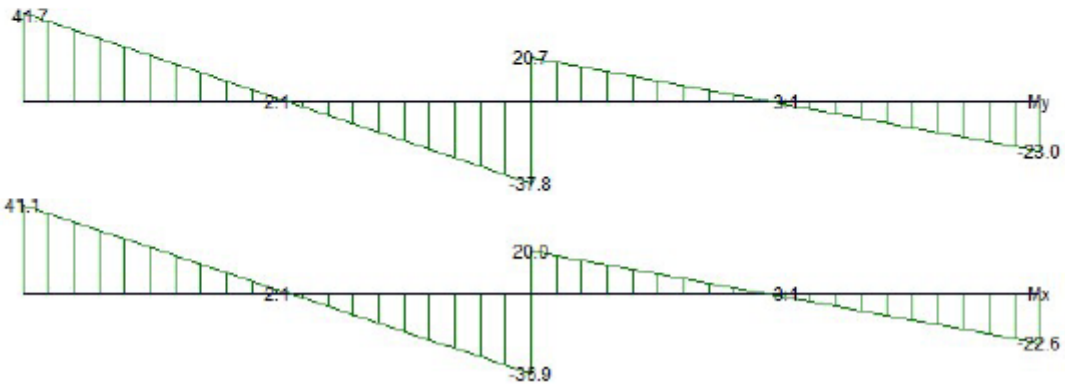
### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1984 (ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ)

ΕΤ	ΚΟΛ	TΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Εστρέψη	
2	1	G	-119.5	-4.6	2.3	3.6	-1.8	2.3	-1.8	0.0	
			Q	-23.7	-1.5	0.7	1.1	-0.6	0.7	-0.6	0.0
		E	Eκ1	16.9	0.0	-0.0	-22.8	25.1	-0.0	16.0	0.0
			Ey1	15.1	22.6	-25.1	-0.0	0.0	-15.9	0.0	-0.0
			Eκ2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			Ey2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1	G	-50.0	-6.7	6.8	5.4	-5.4	4.5	-3.6	-0.0	
			Q	-6.1	-1.5	1.9	1.3	-1.5	1.1	-0.9	-0.0
		E	Eκ1	4.6	0.0	-0.0	-12.8	11.4	-0.0	8.1	0.0
			Ey1	4.2	12.7	-11.2	-0.0	0.0	-8.0	0.0	-0.0
			Eκ2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			Ey2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



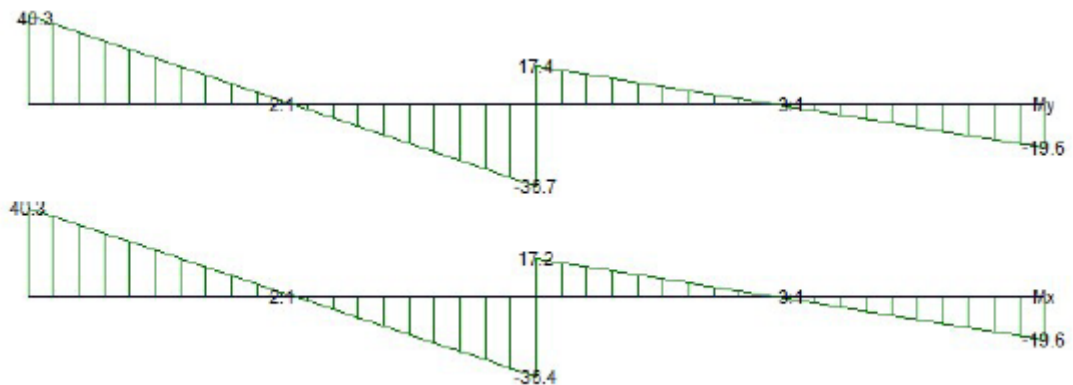
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1992

ΕΤ	ΚΟΛ	Τφ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Στροφή	
2	1	G	-116.6	-4.2	2.1	3.2	-1.6	2.1	-1.6	0.0	
			Q	-12.3	-0.5	0.3	0.4	-0.2	0.3	-0.2	0.0
			Σx1	27.4	-2.7	3.0	-37.8	41.7	1.9	26.5	-0.1
			Σy1	23.8	36.9	-41.1	2.7	-3.0	-26.0	-1.9	0.0
			Σx2	26.5	2.6	-2.9	-31.8	35.1	-1.8	22.3	0.1
3	1	G	24.6	32.1	-35.8	-2.7	2.9	-22.6	1.9	-0.0	
			Q	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0
			Σx1	7.8	-1.6	1.4	-23.0	20.7	1.0	14.6	-0.0
			Σy1	6.8	22.6	-20.0	1.7	-1.5	-14.2	-1.1	0.0
			Σx2	7.5	1.6	-1.4	-19.3	17.3	-1.0	12.2	0.0
Σy2	7.0	19.6	-17.4	-1.6	1.5	-12.4	1.0	-0.0			



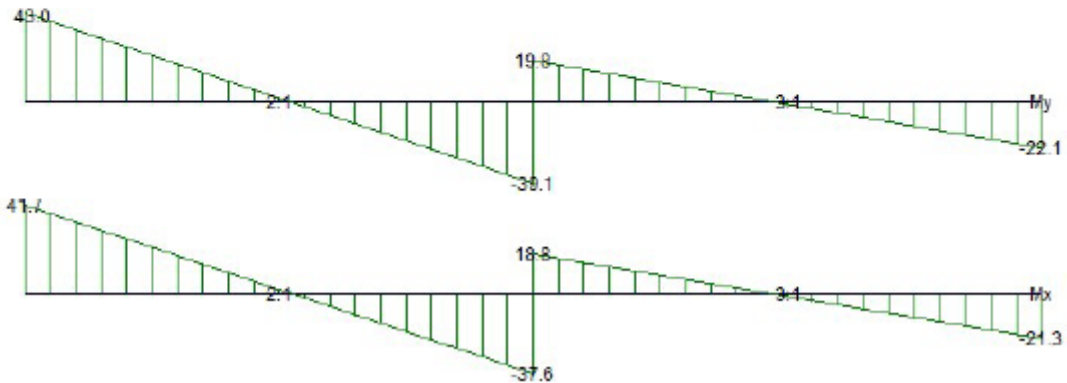
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1992 (ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ)

ΕΤ	ΚΟΛ	Τφ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Στροφή	
2	1	G	-116.6	-4.2	2.1	3.2	-1.6	2.1	-1.6	0.0	
			Q	-22.9	-1.3	0.6	0.9	-0.5	0.6	-0.5	0.0
			Σx1	26.5	0.2	-0.3	-36.7	40.3	-0.2	25.6	0.0
			Σy1	23.9	36.4	-40.3	-0.3	0.3	-25.6	0.2	-0.0
			Σx2	26.6	-0.2	0.2	-37.1	40.8	0.1	26.0	-0.0
3	1	G	23.8	36.8	-40.8	0.2	-0.2	-25.6	-0.1	0.0	
			Q	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0
			Σx1	7.1	0.1	-0.1	-19.6	17.4	-0.1	12.4	0.0
			Σy1	6.5	19.6	-17.2	-0.1	0.1	-12.3	0.1	-0.0
			Σx2	7.2	-0.1	0.1	-19.9	17.7	0.1	12.5	-0.0
Σy2	6.5	19.8	-17.4	0.1	-0.1	-12.4	-0.1	0.0			



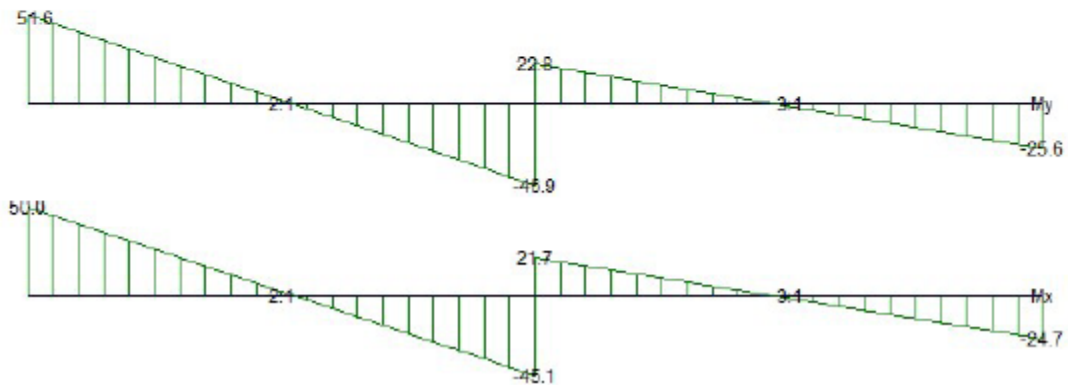
### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1999

ΕΤ	ΚΟΛ	TΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Εστρέψη	
2	1	G	-116.6	-4.2	2.1	3.2	-1.6	2.1	-1.6	0.0	
			Q	-12.3	-0.5	0.3	0.4	-0.2	0.3	-0.2	0.0
			Ex1	25.2	-5.3	5.9	-39.1	43.0	3.7	27.4	-0.1
			Ey1	20.9	37.6	-41.7	5.4	-6.0	-26.4	-3.8	0.1
			Ex2	23.3	5.4	-6.0	-27.0	29.7	-3.8	18.9	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.3	-0.8	0.8	0.6	-0.6	0.5	-0.4	-0.0
			Ex1	6.9	-3.2	2.9	-22.1	19.8	2.0	14.0	-0.1
			Ey1	5.8	21.3	-18.8	3.3	-3.0	-13.4	-2.1	0.1
			Ex2	6.4	3.3	-2.9	-14.7	13.1	-2.1	9.3	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.3	-0.8	0.8	0.6	-0.6	0.5	-0.4	-0.0
			Ex1	6.9	-3.2	2.9	-22.1	19.8	2.0	14.0	-0.1
			Ey1	5.8	21.3	-18.8	3.3	-3.0	-13.4	-2.1	0.1
			Ex2	6.4	3.3	-2.9	-14.7	13.1	-2.1	9.3	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.3	-0.8	0.8	0.6	-0.6	0.5	-0.4	-0.0
			Ex1	6.9	-3.2	2.9	-22.1	19.8	2.0	14.0	-0.1
			Ey1	5.8	21.3	-18.8	3.3	-3.0	-13.4	-2.1	0.1
			Ex2	6.4	3.3	-2.9	-14.7	13.1	-2.1	9.3	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.3	-0.8	0.8	0.6	-0.6	0.5	-0.4	-0.0
			Ex1	6.9	-3.2	2.9	-22.1	19.8	2.0	14.0	-0.1
			Ey1	5.8	21.3	-18.8	3.3	-3.0	-13.4	-2.1	0.1
			Ex2	6.4	3.3	-2.9	-14.7	13.1	-2.1	9.3	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.3	-0.8	0.8	0.6	-0.6	0.5	-0.4	-0.0
			Ex1	6.9	-3.2	2.9	-22.1	19.8	2.0	14.0	-0.1
			Ey1	5.8	21.3	-18.8	3.3	-3.0	-13.4	-2.1	0.1
			Ex2	6.4	3.3	-2.9	-14.7	13.1	-2.1	9.3	0.1



### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΤΟΥ 1999 (ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ)

ΕΤ	ΚΟΛ	TΦ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Εστρέψη	
2	1	G	-116.6	-4.2	2.1	3.2	-1.6	2.1	-1.6	0.0	
			Q	-22.9	-1.3	0.6	0.9	-0.5	0.6	-0.5	0.0
			Ex1	29.7	-6.4	7.1	-46.9	51.6	4.5	32.8	-0.1
			Ey1	24.7	45.1	-50.0	6.5	-7.1	-31.7	-4.5	0.1
			Ex2	27.4	6.4	-7.1	-32.5	35.6	-4.5	22.7	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.6	-1.2	1.5	0.9	-1.2	0.9	-0.7	-0.0
			Ex1	8.0	-3.8	3.3	-25.6	22.8	2.4	16.1	-0.1
			Ey1	6.7	24.7	-21.7	3.9	-3.5	-15.5	-2.4	0.1
			Ex2	7.4	3.8	-3.4	-17.0	15.0	-2.4	10.7	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.6	-1.2	1.5	0.9	-1.2	0.9	-0.7	-0.0
			Ex1	8.0	-3.8	3.3	-25.6	22.8	2.4	16.1	-0.1
			Ey1	6.7	24.7	-21.7	3.9	-3.5	-15.5	-2.4	0.1
			Ex2	7.4	3.8	-3.4	-17.0	15.0	-2.4	10.7	0.1
3	1	G	-48.5	-5.8	6.0	4.5	-4.6	4.0	-3.0	-0.0	
			Q	-5.6	-1.2	1.5	0.9	-1.2	0.9	-0.7	-0.0
			Ex1	8.0	-3.8	3.3	-25.6	22.8	2.4	16.1	-0.1
			Ey1	6.7	24.7	-21.7	3.9	-3.5	-15.5	-2.4	0.1
			Ex2	7.4	3.8	-3.4	-17.0	15.0	-2.4	10.7	0.1



ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 1 ΓΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΝ.ΕΠΕ.(ΚΤΙΡΙΟ 1959)

ΣΤ	ΚΟΛ	Τφ	N	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Εστρέψη
2	1	G	-119.0	-5.4	2.7	4.2	-2.1	2.7	-2.1	0.0
		Q	-23.4	-1.7	0.8	1.2	-0.6	0.8	-0.6	0.0
		Εκ1	72.2	-16.9	19.7	-112.2	128.8	12.2	80.3	-0.3
		Εy1	59.0	107.2	-124.5	17.4	-20.1	-77.3	-12.5	0.3
		Εκ2	65.9	17.2	-20.0	-73.5	84.2	-12.4	52.6	0.3
		Εy2	64.7	76.3	-88.5	-17.5	20.2	-54.9	12.6	-0.3
3	1	G	-49.3	-7.7	7.9	6.0	-6.1	5.2	-4.0	-0.0
		Q	-5.7	-1.5	2.0	1.2	-1.5	1.2	-0.9	-0.0
		Εκ1	20.1	-10.3	8.7	-63.6	53.7	6.3	39.1	-0.2
		Εy1	16.6	61.0	-50.7	10.7	-9.1	-37.2	-6.6	0.2
		Εκ2	18.3	10.6	-8.9	-39.7	33.3	-6.5	24.3	0.2
		Εy2	18.2	42.0	-34.8	-10.9	9.3	-25.6	6.8	-0.2

