



Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Διευρέυση σεισμικής συμπεριφοράς
ενός πεντάροφου κτηρίου με πιλοτή με
την μέθοδο της στατικής ανελαστικής
ανάλυσης.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΠΙΜΕΛΕΙΑ: ΑΓΓΕΛΗΣ ΜΠΟΖΙΚΑΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΙΟΥΛΙΟΣ 2020

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/α Μαριέλας Αγγελής, του Χρήστου, φοιτητής του Τμήματος Πολ. Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονείμει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρωθεί εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της.»

Ο Δηλών



Ημερομηνία

27/7/20

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Οι πρόσφατοι οικοδομικοί κώδικες για σεισμικό σχεδιασμό και αποτίμηση στην Ευρώπη βασίζονται σε επιδόσεις που συνεπάγονται την εκτίμηση της ανελαστικής απόκρισης του κτηρίου λόγω σεισμικών φορτίων. Αυτές οι σεισμικές απαιτήσεις μπορούν να προσδιοριστούν με ακρίβεια χρησιμοποιώντας μεθόδους μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Οι απλουστευμένες μέθοδοι που βασίζονται στη μη γραμμική στατική ανάλυση, (μέθοδος ανάλυσης pushover) και στη γραμμική δυναμική ανάλυση (μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας), έχουν αναπτυχθεί από διάφορους κανονισμούς για την ικανοποίηση των κριτηρίων απόδοσης που αφορούν τη σεισμική μελέτη και την αξιολόγηση κτηρίων. Αυτή η εργασία έχει ως αντικείμενα τα πολύροφα κτήρια με πιλοτή που είναι άκρως ευάλωτα στην κατάρρευση λόγω σεισμικών φορτίων. Τα κτήρια αυτά αποτελούν την πλειονότητα των κτισμάτων στην Ελλάδα. Σε αυτή τη μελέτη, παράχθηκε ένα 3D αναλυτικό μοντέλο πενταώροφου κτηρίου και η ανάλυση έγινε με χρήση του εμπορικού λογισμικού Statics. Μελετήθηκε η επίδραση που έχουν σε τέτοια κτήρια οι τοιχοπληρώσεις με δύο είδη τοιχοπλήρωσης και επιπλέον εξετάστηκε ποια είναι η επίδραση της παρουσίας μιας μεγάλης συγκεντρωμένης μάζας στην οροφή του κτηρίου (με τη μορφή πισίνας). Το αναλυτικό μοντέλο κτηρίου περιλαμβάνει όλα τα σημαντικά στοιχεία που επηρεάζουν τη μάζα, τη δύναμη, τη δυσκαμψία της δομής. Σε όλα τα μοντέλα πραγματοποιήθηκε ανάλυση Pushover και έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων προκειμένου να διερευνηθεί σε κάθε περίπτωση η σεισμική απόκριση του εκάστοτε κτηρίου.

ΛΕΞΕΙΣ ΚΛΕΙΔΙΑ: μαλακός όροφος, ανάλυση Pushover, πιλοτή, επιρροή τοιχοπληρώσεων, επιρροή συγκεντρωμένης μάζας οροφής

ABSTRACT

Recent building codes for seismic design and evaluation in Europe are based on performance that involves evaluating the building's inelastic response to seismic loads. These seismic requirements can be accurately determined using non-linear time history analysis methods. Simplified methods based on nonlinear static analysis (pushover analysis method) and linear dynamic analysis (time history analysis method) have been developed by various regulations to meet performance criteria related to seismic design and building evaluation. This project deals with high-rise pilot buildings that are highly vulnerable to collapse due to seismic loads. These buildings constitute the majority of buildings in Greece. In this study, a 3D analytical 5-storey building model was produced and analyzed using Static commercial software. The effect of two types of masonry fillings on such buildings has been studied and the effect of the presence of a large concentrated mass on the roof of the building (in the form of a pool) has also been examined. The detailed building model includes all the important elements that influence the mass, strength, stiffness of the structure. Pushover analysis was performed on all models and results were compared to investigate the seismic response of each building in each case.

KEYWORDS: soft floor, Pushover analysis, pilot, masonry fill effect, concentrated ceiling mass effect

Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	0
ABSTRACT.....	2
Περιερχόμενα.....	3
ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	5
Πίνακας Πινάκων.....	9
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	10
.....	10
1.1.Γενικά στοιχεία	10
1.2. Αντισεισμικοί Κανονισμοί στον κόσμο και την Ελλάδα	10
1.3. Επέμβαση σε υφιστάμενη κατασκευή – εννοιολογική προσέγγιση.....	13
1.4. Σχέση όφελους – κόστους ως κριτήριο κτηριακών επεμβάσεων και ενισχύσεων.....	14
1.5. Απαιτήσεις συμπεριφοράς, σκοπός και Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού.....	16
1.6. Η επέμβαση ενίσχυσης.....	26
1.7. Πλεονεκτήματα μη γραμμικών αναλύσεων	26
2. Βιβλιογραφική ανασκόπηση στην επισκευή κτηρίων από Ω/Σ με προσθήκη τοιχοπλήρωσης...33	
2.1. Σκοπός εργασίας - Σύνοψη	33
2.2. Γενικά.....	34
2.3. Προσομοίωση τοιχοπληρωμένων πλαισίων: μια γενική επισκόπηση της βιβλιογραφίας σχετικά με τις μηχανικές προσεγγίσεις.....	38
2.4. Το ζήτημα των ανοιγμάτων στις τοιχοποιίες: επιπτώσεις στα μακρομοντέλα	45
2.5. Αποτελέσματα χρήσης ισοδύναμου στύλου σε μοντέλα 2D ή 3D	47
2.6.Πρόσφατες εξελίξεις στην προσέγγιση μακρομοντέλων πλαισίων με τοιχοπλήρωση: Πρόβλεψη τοπικών επιδράσεων διατμητικής αλληλεπίδρασης και έμμεση εκτίμηση	49
2.7. Συμπεράσματα βιβλιογραφικής ανασκόπησης	51
3. Περιγραφή κτηρίου ως μελέτη περίπτωσης.....	54
3.1.Γενικά στοιχεία	54

3.2.Δομικά μέλη κτηρίου	65
4. Ανελαστικές στατικές αναλύσεις.....	73
4.1. Ανελαστικές στατικές αναλύσεις χωρίς τοιχοπληρώσεις ισογείου	73
4.2.Pushover με ασθενή τοιχοπλήρωση ισογείου.....	82
4.3.Pushover με ισχυρή τοιχοπλήρωση ισογείου.....	87
4.4.Pushover χωρίς τοιχοπλήρωση και με πισίνα οροφής.....	91
4.5.Pushover με ισχυρή τοιχοπλήρωση και με πισίνα οροφής.....	97
4.6. Σύγκριση των καμπύλων ικανότητας των 5 αναλύσεων Pushover	102
5. Συμπεράσματα	106
BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	107

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1-1: Ανεκτοί στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού. (FESPA, Pushover Manual, 2015)	25
Σχήμα 1-2: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover (FESPA, Pushover Manual, 2015)	29
Σχήμα 1-3: Διάγραμμα ροής για τον αλγόριθμο εύρεσης του maximum σεισμικού συντελεστή. (FESPA, Pushover Manual, 2015).....	30
Σχήμα 2-1: Παραδείγματα καταρρεύσεων λόγω ακανόνιστης κατανομής τοιχοπλήρωσης καθ' ύψος.(Fiore et al., 2012).....	36
Σχήμα 2-2: Επιδράσεις της τοπικής αλληλεπίδρασης πλήρους πλαισίου: Δείγμα τοπικής διάτμησης των άκρων των κολώνων και των κόμβων λόγω της αλληλεπίδρασης με τις τοιχοπληρώσεις. (Koutromanos et al., 2011)	37
Σχήμα 2-3: Επιδράσεις αλληλεπίδρασης πλαισίου-τοιχοπλήρωσης: τοπική κατάρρευση λόγω του διαφορετικού ύψους υποστυλώματος - πλήρωσης: (α) μηχανισμός διπλής πλαστικής άρθρωσης κοντού υποστυλώματος, (β) αστοχία διάτμησης κοντού υποστυλώματος (Koutromanos et al., 2011)	37
Σχήμα 2-4. Θετική συμβολή των τοιχοπληρώσεων στην αντισεισμική αντίσταση μιας δομής πλαισιωμένης με Ω/Σ. (Koutromanos et al., 2011).....	38
Σχήμα 2-5: Προσέγγιση Macromodel: α) πραγματικό σύστημα · β) ισοδύναμο ενισχυμένο σύστημα Crisafulli., & Carr, 2007).....	39
Σχήμα 2-6: Οι κυκλικές δοκιμές των τοιχοπληρωμένων πλαισίων με διαφορετική αντοχή καθένα εξ' αυτών (Mehrabi et al., 1996)	41
Σχήμα 2-7: Πολλαπλά μακρομοντέλα θλιπτήρων: (α) μακρομοντέλο διπλού θλιπτήρα με ελατήριο διάτμησης (Crisafulli & Carr, 2007). (β) μακρομοντέλο 6 ισοδύναμων γραμμικών μελών (Chrysostomou et al., 2002).....	41
Σχήμα 2-8: : Three-strut macromodel (El-Dakhakhni et al., 2003).....	42
Σχήμα 2-9: FEM idealisation που προτάθηκε από τους Mallick και Severn (1967).....	43
Σχήμα 2-10: Πρότυπο FEM-BEM για το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Papia, 1988).....	44
Σχήμα 2-11: Αξιολόγηση της ακαμψίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα μέσω FE μικρομοντέλων (Asteris, 2003).....	44

Σχήμα 2-12: Μη γραμμική αριθμητική μοντελοποίηση τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Mehrabi & Shing, 1997).....	44
Σχήμα 2-13: Μη γραμμική αριθμητική μοντελοποίηση τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Koutromanos et al., 2011).	45
Σχήμα 2-14: Προσδιορισμός της μείωσης του συντελεστή r λόγω της παρουσίας ανοιγμάτων (Paria et al., 2003): (α) Micromodel FE, (β) σχέση τ (ξ).	46
Σχήμα 2-15: Πειραματική έρευνα σε πλαίσια γεμάτα RC με ανοίγματα διαφορετικού μεγέθους και θέσης (Κακαλέτσης & Καραγιάννης, 2009): (α) κυκλικός βρόγχος υστέρησης. (β) μοτίβο ρηγμάτωσης	47
Σχήμα 2-16: Σύγκριση ανάλυσης Pushover σε διαφορετικά μοντέλα πλαισίων (Dolsek & Fajfar, 2008): (α) γυμνό πλαίσιο. (β) γεμισμένο πλαίσιο με ανοίγματα. (γ) πλήρως γεμισμένο πλαίσιο.....	48
Σχήμα 2-17: Απόκριση ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου λόγω αβέβαιων παραμέτρων (Celarec et al., 2012): (α) δομικό μοντέλο, (β) καμπύλες Pushover	49
Σχήμα 2-18: Συντελεστές κατανομής διατμητικής έντασης έναντι συντελεστή ψ για λόγους $l/h = 1$ και $l/h = 2$. Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης και συναρτήσεις παρεμβολής (Cavaleri & Di Trapani, 2014b).....	51
Σχήμα 2-19: Έμμεση εκτίμηση ισοδύναμου γραμμικού μέλους από τον Shing και τον Σταυρίδη (2014): α) Απλουστευμένος νόμος για την αποφόρτιση των δυνάμεων για το πλαίσιο και το πεδίο εφαρμογής του. (β) σύγκριση της απλοποιημένης καμπύλης με πειραματική δοκιμή.....	51
Σχήμα 2-20: Έμμεση εκτίμηση της ισοδύναμης αντηρίδας από Shing και Σταυρίδη (2014): (α) πρόβλεψη μοντέλου ινών και πρόβλεψη απλουστευμένης καμπύλης. (β) σύγκριση της απόκρισης μοντέλου ισοδυνάμων θλιπτήρων με πειραματική δοκιμή.....	51
Σχήμα 3-1: Κάτοψη υπογείου	55
Σχήμα 3-2: Κάτοψη ισογείου (Pilotis).....	56
Σχήμα 3-3: Κάτοψη τυπικού ορόφου	57
Σχήμα 3-4: Κάτοψη δώματος.....	58
Σχήμα 3-5: Βορειοανατολική όψη.....	59
Σχήμα 3-6: Βορειοδυτική όψη	60
Σχήμα 3-7: Νοτιοανατολική όψη.....	62

Σχήμα 3-8: Τομή A-A.....	63
Σχήμα 3-9.....	64
Σχήμα 3-10: Ξυλότυπος θεμελίωσης υπογείου.....	66
Σχήμα 3-11: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες μελών υπογείου	67
Σχήμα 3-12: Ξυλότυπος οροφής υπογείου	69
Σχήμα 3-13.....	70
Σχήμα 3-14: Ξυλότυπος Δώματος	71
Σχήμα 3-15: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες μελών τυπικού ορόφου.....	72
Σχήμα 4-1: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη X διεύθυνση χωρίς τοίχους.....	78
Σχήμα 4-2: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση χωρίς τοίχους.....	79
Σχήμα 4-3: Τυπική διάταξη ασθενούς και ισχυρής τοιχοπλήρωσης	82
Σχήμα 4-4: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη X διεύθυνση με προσθήκη ασθενούς τοιχοπλήρωσης.....	83
Σχήμα 4-5: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση με προσθήκη ασθενούς τοιχοπλήρωσης.....	84
Σχήμα 4-6: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη X διεύθυνση με προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης.....	89
Σχήμα 4-7: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση με προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης.....	90
Σχήμα 4-8: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη X διεύθυνση για πισίνα χωρίς τοίχους.....	95
Σχήμα 4-9: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση για πισίνα χωρίς τοίχους.....	96
Σχήμα 4-10.....	100
Σχήμα 4-11: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση για πισίνα με ισχυρούς τοίχους	101
Σχήμα 4-12: Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά τη X διεύθυνση ($E_x+0.3E_y$).....	102
Σχήμα 4-13: Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά την Y διεύθυνση ($0.3E_x+E_y$).....	103

Σχήμα 4-14: Σύγκριση διαγραμμάτων Pushover για τη διεύθυνση X με προσθήκη των αντιστοίχων σταθμών επιτελεστικότητας.....	104
Σχήμα 4-15: Σύγκριση διαγραμμάτων Pushover για τη διεύθυνση Y με προσθήκη των αντιστοίχων σταθμών επιτελεστικότητας.....	104

Πίνακας Πινάκων

Πίνακας 1.1: Κατά ΚΑΝΕΠΕ , στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού	18
Πίνακας 1.2:.....	19
Πίνακας 1.3: Συνδυασμός ασφαλείας και σεισμού σχεδιασμού (Ψυχάρης, 2011) Error! Bookmark not defined.	
Πίνακας 1.4: Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας	31
Πίνακας 1.5.Περιπτώσεις εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.....	31
Πίνακας 1.6. Σύγκριση μεθόδων ελαστικής ανάλυσης καθολικού δείκτη q και τοπικών δεικτών m .	31
Πίνακας 4.1: Τιμές συντελεστή C2 ΚΑΝ.ΕΠ.Ε Σχόλια 5.7.4.2	76
Πίνακας 4.2: Όρια αποδοχής μετακίνησης	76
Πίνακας 4.3: Σύγκριση φάσματος και καμπύλης ικανότητας (.....	77
Πίνακας 4.4: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά X χωρίς παρουσία τοίχων	80
Πίνακας 4.5: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y χωρίς παρουσία τοίχων	81
Πίνακας 4.6: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά X με παρουσία ασθενούς τοιχοπλήρωσης	85
Πίνακας 4.7: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y με παρουσία ασθενούς τοιχοπλήρωσης	86
Πίνακας 4.8: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά X χωρίς τοιχοπλήρωση και με παρουσία πισίνας στο δώμα	92
Πίνακας 4.9: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y χωρίς τοιχοπλήρωση και με παρουσία πισίνας στο δώμα	93
Πίνακας 4.10: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά X ισχυρές τοιχοπληρώσεις και με παρουσία πισίνας στο δώμα	98
Πίνακας 4.11: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y με ισχυρές τοιχοπληρώσεις και με παρουσία πισίνας στο δώμα	99

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενικά στοιχεία

Η Ελλάδα ανέκαθεν βρισκόταν στην πρώτη θέση πανευρωπαϊκά, όσον αφορά την σεισμικότητά της, σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία, που έχουν προκύψει σε σχετικές μελέτες. Σε παγκόσμιο επίπεδο, καταλαμβάνει την έκτη θέση, μετά την Ιαπωνία και άλλες πέντε, έντονα σειсмоγενείς χώρες. Ο αντισεισμικός ανασχεδιασμός στην ελληνική επικράτεια, επανέρχεται στην επικαιρότητα, ενώ νέοι μέθοδοι επεμβάσεων σε κτήρια που υπέστησαν βλάβες γίνονται το επίκεντρο της προσοχής. Ως εφαλτήρια των παραπάνω, λειτούργησαν διάφοροι καταστροφικοί σεισμοί ανά τον κόσμο. Ειδικότερα, και όσον αφορά την Ελλάδα, σεισμοί που έγιναν τα τελευταία χρόνια στην Λευκάδα καθώς και στην Κεφαλονιά, οδήγησαν όχι μόνο στη λήψη των παραπάνω μέτρων, αλλά και στην, μεταξύ άλλων, καλύτερευση της συμπεριφοράς υφιστάμενων κτηρίων όσον αφορά τη σεισμική απόκριση κτηρίων, για την περίπτωση σεισμών στο μέλλον.

Οι προαναφερθέντες σχεδιασμοί και οι νέες μέθοδοι, γίνονται επιτακτικότερες ανάγκες, καθώς από το σύνολο των υφιστάμενων κτηρίων στον ελλαδικό χώρο, περίπου το 1/3 από αυτά έχουν σχεδιασθεί και ανεγερθεί χωρίς να έχει ακολουθηθεί κάποιος αντισεισμικός κανονισμός. Παράλληλα, το 46% από αυτά τα κτήρια, κατασκευάστηκαν με αντισεισμικό κανονισμό του 1959, ενώ τα πρόσθετα αντισεισμικά μέτρα από το άρθρο 1985, λήφθηκαν υπόψη μόνο από ένα πολύ μικρό ποσοστό κτηρίων (13%). Τέλος, τα κτήρια που κατασκευάστηκαν με γνώμονα τον ΕΑΚ-ΝΕΑΚ, βρίσκονται επίσης σε πολύ μικρό ποσοστό, πιο συγκεκριμένα 9%. Προκύπτει λοιπόν, πως είναι επιτακτική η αναγκαιότητα ενισχύσεων με κάποια μορφή επέμβασης στα υπάρχοντα κτήρια, εφόσον αυτά δεν ανταποκρίνονται στις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις. Παρόλα αυτά, η λήψη απόφασης για μια τέτοια επέμβαση είναι ένα από τα πιο πολυσύνθετα προβλήματα τεχνικής φύσης για ένα Πολιτικό Μηχανικό.

1.2. Αντισεισμικοί Κανονισμοί στον κόσμο και την Ελλάδα

Στη διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού, σε πρώτο επίπεδο γίνεται εκτίμηση των ασκούμενων σε ένα κτήριο δυνάμεων κατά τη διάρκεια του κύκλου ζωής του. Επίσης, γίνεται υπολογισμός των αναπτυσσόμενων φορτίων αλλά και οι ασκούμενες παραμορφώσεις στην κατασκευή λόγω των σεισμικών εδαφικών κινήσεων. Οι οδηγίες για έναν ασφαλή και επιτυχή αντισεισμικό σχεδιασμό, παρέχονται στους ανάλογους κανονισμούς.

Η Ιαπωνία είναι η χώρα που εφαρμόζει τον πρώτο αντισεισμικό κανονισμό, το έτος 1900. Ο μελετητής Otagi, εφαρμόζει μια καινούργια μεθοδολογία στατικής, στην οποία προβλέπεται το εξής: σε περίπτωση κίνησης του εδάφους, η κατασκευή θα παραμείνει ως ένα πλήρως στερεό και απαραμόρφωτο ενιαίο σώμα. Αυτό συνεπάγεται πως τα σημεία της κατασκευής στο σύνολό τους, θα έχουν την ίδια επιτάχυνση με αυτή του εδάφους. Πιο συγκεκριμένα, ομοιόμορφη καθ' ύψος μεταβολή επιταχύνσεων. Παρόλα αυτά, η συγκεκριμένη μέθοδος, υστερεί σε κάποια σημεία. Αρχικά, έχει αρκετές παραδοχές με πολύ απλοϊκό τρόπο. Αυτό αφορά την στατική σεισμική φόρτιση αλλά και την στατική επίλυση του εκάστοτε κτηρίου. Το κυριότερο όμως, μειονέκτημα, αφορά την ομοιογενή κατανομή των επιταχύνσεων του εδάφους, καθώς και το επακόλουθο απαραμόρφωτο του κτηρίου.

Πρέπει επιπλέον να γίνει η αναφορά ότι η σχέση για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων γράφεται με τον εξής τρόπο: $F_0 = \varepsilon \cdot B$ όπου $B = M \cdot g$ το βάρος της κατασκευής και ε ο σεισμικός συντελεστής. Έτσι λοιπόν, σε μια προσπάθεια εύρεσης τιμών που κινούνται σε ρεαλιστική βάση για το σεισμικό συντελεστή ε , συνετάχθησαν οι σεισμικοί χάρτες, οι οποίοι είχαν προκαθορισμένες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Το 1937 χρονολογείται ο πρώτος τέτοιος χάρτης, στην Αμερική. Στην συνέχεια, το 1939, ένας αντίστοιχος δημιουργείται για τα ελληνικά δεδομένα. Στον τελευταίο, δημιουργήθηκαν πέντε διαφορετικές ζώνες, που αντιστοιχούσαν στην διαφορετική ποιότητα του εδάφους της Ελλάδας. Πρέπει να γίνει αναφορά επίσης στο γεγονός ότι το 1932, ο ερευνητής Α. Ρουσσόπουλος, θέτει τον κανόνα σύμπτωσης του κέντρου βάρους ενός δομήματος με το ελαστικό κέντρο στροφής της εκάστοτε πλάκας. Ακόμα, το 1954, και όσον αφορά την Ελλάδα, έχουμε τον πρώτο κανονισμό για Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Σημαντική είναι η επισήμανση και του επιστήμονα Μ. Biot, ο οποίος, το 1932, εφάρμοσε το φάσμα Fourier, προκειμένου να υπολογίσει την σεισμική απόκριση, αλλά και για να μελετήσει το συχνοτικό περιεχόμενο ενός σεισμού. Λίγο αργότερα, το φάσμα απόκρισης, αντικαθιστά το φάσμα Fourier.

Ο 1^{ος} Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόζεται για πρώτη φορά το 1959. Σε αυτόν περιέχονται συγκεκριμένες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Στον εν λόγω κανονισμό, τρεις κατηγορίες διαμορφώνονται, ανάλογα με τον βαθμό επικινδυνότητας της κάθε περιοχής: Ασθενείς (I), Μέτριες (II), Ισχυρές (III), Σεισμόπληκτες περιοχές. Στον κανονισμό, η κατάταξη των εδαφών από πλευράς σεισμικότητας γίνεται με διαίρεση σε 4 κατηγορίες: μικρής (α), μέτριας (β), μεγάλης (γ) και εξαιρετικής επικινδυνότητας (δ). Όσον αφορά τον συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης (ε) προκύπτει από τον συνδυασμό της κατηγορίας εδάφους και της περιοχής σεισμικότητας. Έτσι λοιπόν, κυμαίνεται από 0,04 (για σεισμικότητα I α) έως $\varepsilon=0,16$ (για σεισμικότητα III γ).

Η σεισμική φόρτιση χαρακτηρίζεται σε βάση μιας απλοποιητικής θεώρησης ως στατική και οριζόντιας φοράς και έχει ορθογωνική κατανομή. Πιο αναλυτικά, η εφαρμογή της γίνεται στο κέντρο βάρους της εκάστοτε μάζας του κτηρίου με φορά που εναλλάσσεται κατά τους κύριους άξονες της κάτοψης του δομήματος. Το μέγεθος που προκύπτει ισούται με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο (μόνιμο και κινητό) και πολλαπλασιασμένο επί τον συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης ε . Αυτό που συνιστάται, στον συγκεκριμένο νόμο, είναι η ελάχιστη διάσταση υποστύλωμάτων που ανέρχεται στα 35cm x 35cm για τις χαμηλότερες στάθμες ορόφων με ελάχιστο οπλισμό 12cm² και αντίστοιχα 30cm x 30cm για τις 3 ανώτερες στάθμες ορόφων.

Προτείνεται ακόμα, η διάταξη κατακόρυφων φερόντων τοιγίων, τα οποία να έχουν πάχος 20cm και οπλισμό εσχάρας Φ8/25, τα οποία θα τοποθετούνται σε τέτοια διάταξη, ώστε να υπάρχει μερική προσέγγιση ή ταύτιση του κέντρου μάζας με το κέντρο ελαστικής στροφής. Εν συνεχεία, το 1970 εισάγεται στους αντισεισμικούς κανονισμούς η φασματική μέθοδος. Ως πρώτο στόχο είχε την ενίσχυση της στατικής μεθόδου. Δευτερευόντως, αποσκοπούσε σε μια αυτοτελή πρακτική για έναν αντισεισμικό σχεδιασμό, απόρροια της οποίας είναι η στατική μέθοδος. Ακόμα, επιπλέον άρθρα προστίθενται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, το 1984. Μόλις έναν χρόνο μετά, ξεκινούν να εφαρμόζονται. Πιο συγκεκριμένα, προστίθεται η έννοια που αφορά το κοντό υποστύλωμα, καθώς επίσης και ο συντελεστής σπουδαιότητας για το κτήριο. Με τον τελευταίο, 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 κτήριο, με τη μέγιστη τιμή στην κορυφή του κτηρίου (Λυρούδια, 2019). Στον ανανεωμένο κανονισμό, μεταξύ άλλων, προστίθενται έννοιες και προσδιορισμοί που αφορούν τις «κρίσιμες» περιοχές των στύλων και των δοκών, τις απαιτήσεις διαμόρφωσης των κόμβων και τους πολύτμητους συνδετήρες, οι οποίοι για λόγους περίσφιξης χρησιμοποιούνται στην όπλιση της διατομής των στύλων.

Ένας καινούργιος ελληνικός κανονισμός θεσπίζεται το 1991, ο οποίος αναφέρεται στο οπλισμένο σκυρόδεμα (Ν.Ε.Κ.Ω.Σ.) και εφαρμόζεται τέσσερα χρόνια αργότερα. Επιπλέον, τίθεται σε εξ' ολοκλήρου εφαρμογή ο Ν.Ε.Α.Κ. (Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός), το έτος 1995. Με τον τρόπο αυτό ξεκινά η χρήση της στατικής μεθόδου υπό όρους, ενώ παράλληλα ξεκινά να χρησιμοποιείται η φασματική μέθοδος, η οποία και υιοθετείται ως βασική/κύρια μέθοδος ανάλυσης. Είναι φανερό, πως πλέον ο σεισμός αντιμετωπίζεται ως ένα φλέγον ζήτημα, καθώς συν τοις άλλοις, οι ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, γίνονται τέσσερις, ενώ ταυτόχρονα οι κατηγορίες σπουδαιότητας των κτηρίων, γίνονται αντίστοιχα τέσσερις και αυτές. Ακόμα, γίνεται υποχρεωτική και αναγκαία η δημιουργία ενός αντισεισμικού αρμού, που θα βρίσκεται ανάμεσα των

«εφαπτόμενων» κτηρίων. Επιπροσθέτως, στον συγκεκριμένο νόμο, καθορίζονται και επιπλέον αναγκαίες απαιτήσεις. Αυτές είναι τόσο η διασφάλιση της ελάχιστης στάθμης λειτουργιών, όσο και διάφορες άλλες αναγκαίες σεισμικές συμπεριφορές των κατασκευών που σχεδιάζονται, όπως είναι ο ελαχιστοποίηση των βλαβών, αλλά και η αποφυγή της κατάρρευσης των κτηρίων. Επιπλέον, η μέτρηση των πιθανών μετακινήσεων των ορόφων καθίσταται αναγκαία, όπως συμβαίνει και με τον ικανοτικό έλεγχο. Γίνεται επίσης σαφής η ανάγκη για πλαστιμότητα των στοιχείων του φορέα, στις εκάστοτε θέσεις που μπορεί να έχουν οι πλαστικές αρθρώσεις. Τέλος, γίνεται καθορισμός των δράσεων και προσδιορίζονται οι ανάλογοι συντελεστές για τους αντίστοιχους συνδυασμούς τους.

Εν συνεχεία, μια βελτιστοποιημένη και συμπληρωματική αναθεώρηση του ΕΑΚ (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - 2000), πραγματοποιείται το 2000, με τον κανονισμό ΝΕΑΚ, ο οποίος ξεκινά να ισχύει από το 2001. Έκτοτε, διάφορες τροποποιήσεις έχουν πραγματοποιηθεί στον συγκεκριμένο κανονισμό, μαζί με πολλές αναγκαίες περαιτέρω διευκρινίσεις και απαραίτητες προσθήκες. Ο εν λόγω κανονισμός είναι προσαρμοσμένος στους ανάλογους Ευρωκώδικες (EC8 & EC 7). Ο Νέος Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας, εντάσσεται στον κανονισμό μόλις το 2003, με τρεις αντίστοιχες ζώνες αυτή τη φορά. Επιπλέον, οι Ευρωκώδικες παράλληλα με τα ανάλογα Εθνικά Προσαρτήματα, τίθενται σε εφαρμογή το 2014, μέσω του: ΦΕΚ 1457/Β'/05.06.2014. Σύμφωνα με αυτόν τον κανονισμό, ο αρμόδιος μελετητής του κάθε έργου, πρέπει να διαλέξει τα ρυθμιστικά και κανονιστικά κείμενα που θα αξιοποιήσει για τη μελέτη και το σχεδιασμό της εκάστοτε κατασκευής. Οι επιλογές που έχει να κάνει είναι ανάμεσα σε: 1. Ευρωκώδικες συνδυαστικά με Εθνικά Προσαρτήματα, και 2. Υφιστάμενα κανονιστικά κείμενα σχετικά με την δόμηση, όπως είναι τα ΕΚΩΣ και ΕΑΚ, και φυσικά πάντα στη τελευταία τους μορφή με τις επίκαιρες προσθήκες και τροποποιήσεις που έχουν δεχθεί.

Αξίζει τέλος να αναφερθούν και μερικοί παγκόσμιοι αντισεισμικοί κανονισμοί, όπως είναι για παράδειγμα, μεταξύ άλλων, οι UNIDO, EUROCODE και EURONORMS.

1.3. Επέμβαση σε υφιστάμενη κατασκευή – εννοιολογική προσέγγιση

Στις περιπτώσεις όπου μια κατασκευή έχει υποστεί βλάβες, γίνεται σε αυτές η κατάλληλη επεμβατική επαναφορά, έτσι ώστε η κατασκευή να επανέλθει στην αρχική της κατάσταση. Έτσι με αυτό τον τρόπο, ορίζουμε την επισκευή μιας κατασκευής/δομής. Διάφορα μηχανικά χαρακτηριστικά που απαρτίζουν την δομή, αποκαθίστανται κατά την διαδικασία της επισκευής. Τέτοια μπορεί να είναι, η πλαστιμότητα, η γεωμετρία, καθώς επίσης και η αντοχή της κατασκευής. Ο τελικός στόχος, είναι η επαναφορά των τελευταίων, στην αρχική τους, προ βλάβης, κατάσταση.

Επιπλέον, είναι δυνατή και η ενίσχυση μίας υφιστάμενης κατασκευής. Αυτό συνεπάγεται, την βελτιστοποίηση της σεισμικής αντοχής της δομής, σε πιθανές περιπτώσεις που αυτή παρουσιάζει βλάβες. Τέτοιες επεμβάσεις μπορεί να αφορούν την φέρουσα ικανότητα ή την πλαστιμότητα. Ο τελικός στόχος μιας τέτοιας ενισχύσεως, είναι το επίπεδο της σεισμικής αντοχής, στο οποίο βρισκόταν η κατασκευή πριν την ενίσχυση, να γίνει υψηλότερο.

Προκειμένου να εκτιμηθεί, το πόσο απαραίτητη είναι ενίσχυση ή η επέμβαση σε μια κατασκευή, αλλά και για να επιλεγθεί η απαραίτητη μέθοδος, είναι αναγκαίο να εκτιμηθεί ένα σύνολο από κριτήρια. Ως πρώτο κριτήριο, ορίζεται αρχικά η ύπαρξη βλαβών που είναι εμφανείς ή η ύπαρξη τρωτών σημείων της κατασκευής, τα οποία χρήζουν επισκευής, έστω και σε ελάχιστο βαθμό. Ένα δεύτερο κριτήριο, το οποίο πρέπει να εξετάζεται, είναι η ηλικία της δομής, συνδυαστικά με τον εναπομείναντα χρόνο ζωής που θα έχει μετά το πέρας της επέμβασης σε αυτήν. Επίσης, θα πρέπει να προσμετράται και η σπουδαιότητα της εκάστοτε κατασκευής. Ακόμα ένα σημαντικό κριτήριο για την απόφαση επέμβασης σε μια κατασκευή ή όχι, αποτελεί το κόστος που θα προκύψει από αυτό το εγχείρημα. Πιο συγκεκριμένα, είναι απαραίτητο το όφελος να συνυπολογίζεται με το κόστος που θα στοιχίσει η επέμβαση στην κατασκευή, έτσι ώστε να αποφασίζεται τόσο ο τύπος επέμβασης και η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί, όσο και το αν εν τέλει αξίζει να γίνει η επέμβαση. Επιπρόσθετα κριτήρια τα οποία είναι ωφέλιμο να συνυπολογίζονται, είναι κοινωνικής και λειτουργικής φύσεως, καθώς επίσης και αυτά που αφορούν την πολιτισμική κατάσταση του κτηρίου.

1.4. Σχέση όφελους – κόστους ως κριτήριο κτηριακών επεμβάσεων και ενισχύσεων

Δεδομένης της ιδιαίτερης δυσμενής οικονομικής συγκυρίας που επικρατεί σήμερα στον Ελληνικό χώρο, καθώς και με την επικρατούσα κοινωνική και πολιτική αβεβαιότητα που αναστέλλει την απόφαση να πραγματοποιηθεί η οποιαδήποτε επένδυση, στην τρέχουσα ενότητα γίνεται ανάλυση των οικονομικών κριτηρίων που έχουν σχέση με την αναγκαιότητα μια κτηριακής επέμβασης αλλά και με το κόστος. Περαιτέρω, στην ενότητα αυτή, αναλύεται η σχέση ανάμεσα στο κόστος και στο όφελος της επένδυσης που αφορά την εν λόγω επέμβαση.

Τα οικονομικά οφέλη, τα οποία προκύπτουν από μια διαδικασία επέμβασης, έχουν εξεταστεί και αναλυθεί από διάφορες μελέτες. Από αυτές προκύπτει ότι, αφενός μεν στην περίπτωση που έχουν παρουσιαστεί βλάβες σε μία κατασκευή, αφετέρου δε όταν υπάρχει επιθυμία για περαιτέρω βελτίωση των χαρακτηριστικών της κατασκευής ανεξαρτήτου βλαβών, υπάρχουν οι ακόλουθες επιλογές: ενίσχυση, επισκευή και κατεδάφιση-ανακατασκευή.

Πιο αναλυτικά, στις Ελληνικές Οδηγίες, που αφορούν τις επισκευές μετά από σεισμούς, και οι οποίες δόθηκαν ύστερα από το 1978 εξαιτίας των σεισμών της Θεσσαλονίκης, υπάρχει ένα κριτήριο,

το οποίο ορίζει πως ως οικονομικά ωφέλιμη, ορίζεται η επέμβαση εκείνη, το κόστος της οποίας δεν υπερβαίνει τα $\frac{3}{4}$ της αξίας της κατασκευής που έχει απομείνει. Το συγκεκριμένο οικονομικό κριτήριο, σχετικά με αυτή την απόφαση για να πραγματοποιηθεί κάποιου είδους επέμβαση στις κατασκευές, εκφράζεται με την βοήθεια του δείκτη δ . Ο δείκτης αυτός, παρατίθεται στην σχέση που ακολουθεί [1.1.]:

$$\delta = d_{ef} \times E_j / (E_j - H_\lambda) \quad 1.1.$$

Όπου:

E_j : ο εκτιμώμενος χρόνος ζωής της κατασκευής

H_λ : η ηλικία της κατασκευής

d_{ef} : ο δείκτης οικονομικής αποδοτικότητας ο οποίος αρχικά προσδιορίζονταν από την σχέση

$$d_{ef} = k_\varepsilon / k_\alpha \quad 1.2.$$

Όπου:

k_ε : το κόστος επέμβασης και

k_α : το κόστος ανακατασκευής συμπεριλαμβανομένου και του κόστους κατεδάφισης

Ειδικά η μέθοδος UNIDO / OHE προτείνει ο δείκτης να καθορίζεται από την σχέση:

$$d_{ef} = k_1 + k_2 + k_3 + k_4 / k_{ex} + k_d \quad 1.3.$$

όπου

k_1 : το κόστος κατασκευής και ενίσχυσης φερόντων στοιχείων

k_2 : το κόστος επισκευής του οργανισμού πλήρωσης

k_3 : το κόστος επισκευής λοιπών μη φερόντων στοιχείων

k_4 : το κόστος λοιπών επεμβάσεων λειτουργικού χαρακτήρα

k_{ex} : το κόστος ανακατασκευής του κτηρίου

k_d : το κόστος κατεδάφισης του υφιστάμενου κτηρίου

Ταυτόχρονα, το εν λόγω κριτήριο, δίνει για διάφορες κατηγορίες κατασκευών τόσο τους μέσους όρους των μεγεθών όσο και τα όρια στους δείκτες. Αυτό γίνεται σύμφωνα με τη διάταξη που υπάρχει στο σύστημα, με τον τύπο της επέμβασης που θα πραγματοποιηθεί, καθώς επίσης και με το επίπεδο της σεισμικής ικανότητας που φαίνεται από τον δείκτη.

Είναι σημαντικό, σύμφωνα με την διαστασιολόγηση της επέμβασης, στην κάθε προσπάθεια επέμβασης, τα μεγέθη των ενισχυμένων μελών του φορέα, καθώς επίσης και τα μεγέθη της αντοχής στα επισκευάσματα, να είναι αρκετά μεγαλύτερα από αυτά της έντασης του ανασχεδιασμού. Ως εκ τούτου, και δεδομένου ότι υπάρχουν πολλές κατασκευές παλαιότερης γενιάς στην Ελλάδα, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η διαχείριση των εν λόγω κατασκευών, είναι επιτακτικής ανάγκης. Επιπροσθέτως, επιμέρους ερωτήματα που προκύπτουν, πρέπει να διερευνηθούν εις βάθος. Τέτοια ερωτήματα, αφορούν, για παράδειγμα, την ύπαρξη ή όχι ανάγκης για την αναβάθμιση αυτών των παλαιών κτηρίων, το επιθυμητό επίπεδο ασφαλείας και αν αυτό μπορεί να επιτευχθεί, καθώς επίσης και ο σκοπός που κρύβεται πίσω από κάθε διαδικασία αναβάθμισης. Τα παραπάνω, είναι χρήσιμο και απαραίτητο, να αφορούν και τις καινούργιες κατασκευές που πρόκειται να δημιουργηθούν, να μελετώνται για παράδειγμα ποιες μεθοδολογίες ανάλυσης θα αξιοποιηθούν.

1.5. Απαιτήσεις συμπεριφοράς, σκοπός και Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Η αποτίμηση των υπαρχουσών κατασκευών, έχει ως απώτερο σκοπό την εκτίμηση του διαθέσιμου επιπέδου της φέρουσας ικανότητάς τους. Ακόμα, γίνεται κατάλληλος έλεγχος στις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις, όπως αυτές ορίζονται από τον σύγχρονο οικοδομικό και αντισεισμικό κανονισμό. Αυτό γίνεται σε κάθε περίπτωση, ακόμα κι αν αφορά τον κανονισμό ΚΑΝ.ΕΠ.Ε, ή ακόμα και τον κανονισμό του Ευρωκώδικα. Οι υποχρεωτικές απαιτήσεις για όλα τα στάδια σχεδιασμού, χρήσης αλλά και των φάσεων κατασκευής ενός δομήματος, καθορίζονται ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Αυτό γίνεται, παρόλο που ασκούνται στην κατασκευή πολλές και διαφορετικές φορτιστικές δράσεις, όπως είναι για παράδειγμα τα σεισμικά τα κινητά, τα μόνιμα φορτία κ.α.

Όπως αναφέρεται και από τον ΚΑΝΕΠΕ, υπάρχουν τρεις κατηγορίες, στις οποίες μπορεί να ταξινομηθεί η επιτελεστικότητα μιας κατασκευής.

1.«Περιορισμένες βλάβες» (Α)/Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (immediate occupancy):

Στην περίπτωση αυτή, η βλάβες που έχει υποστεί το κτήριο είναι μικρής εμβέλειας. Έχουν διαρρεύσει κάποια από τα φέροντα στοιχεία, σε τέτοιο όμως επίπεδο που έχουν χάσει μικρό ποσοστό της δυσκαμψίας τους και της αντοχής τους. Ακόμα, οι μετακινήσεις των στάθμεων των ορόφων, καθώς και οι παραμορφώσεις τους είναι αμελητέες. Εν γένει, οι βλάβες του κτηρίου, είναι τέτοιας μορφής, έτσι ώστε καμία από τις θεμελιώδεις λειτουργίες να μην έχει παύσει, ούτε κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, αλλά ούτε και μετά την ολοκλήρωσή της. Η πρόσβαση είναι εφικτή σε όλο το εύρος της κατασκευής, από τις πόρτες και τα κλιμακοστάσια, μέχρι και από οποιαδήποτε άλλη προσβάσιμη είσοδο. Επιπλέον, είναι εφικτή και η πρόσβαση στα συστήματα ασφαλείας που διαθέτει το κτήριο, όπως είναι η πυρασφάλεια αλλά και ο ανελκυστήρας.

Πιο συγκεκριμένα, τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, κρίνονται ως επιτρεπτές τόσο στα υποστυλώματα, όσο και στα δοκάρια της φέρουσας δομής. Η επιρροή αυτών δεν είναι σημαντική, όσον αφορά την συνολική ικανότητα του φέροντος οργανισμού. Τονίζεται ότι καμία από τις βλάβες, δεν εγκυμονεί κινδύνους τραυματισμού για τους κατοίκους του δομήματος. Ακόμα επιτρεπτές θεωρούνται βλάβες μικρού βεληνεκούς, οι οποίες έχουν προκύψει σε στοιχεία μη φέροντα, όπως είναι για παράδειγμα η μη φέρουσα τοιχοπήρωση.

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

Η δεύτερη κατηγορία, αφορά βλάβες εκταμένου φάσματος. Παρόλα αυτά, θεωρούνται επισκευάσιμες. Τα υποστυλώματα αλλά και τα δοκάρια, διατηρούν ένα μέρος τόσο από την δυσκαμψία τους, όσο και από την αντοχή τους. Επίσης, δύναται να δεχθούν κατακόρυφα φορτία, τα οποία έχουν προκαθοριστεί ήδη από τον σχεδιασμό του δομήματος. Ακόμα, οι βλάβες που ενδεχομένως θα προκύψουν, δεν αποτελούν κανένα κίνδυνο για τα άτομα που ζουν τόσο μέσα στην κατασκευή, όσο και έξω πλησίον αυτής. Τέλος, οι παραμορφώσεις που έχουν προκύψει σε κάθε έναν από τους ορόφους, είναι μέτριες, ενώ τα κτήριο μπορεί να αντέξει ακόμα και μετρίου μεγέθους μετασεισμούς.

3.«Οιονεί κατάρρευση» (Γ) (Structural stability):

Οι βλάβες που έχει υποστεί ο σκελετός του κτηρίου, είναι σοβαρές και εκτενείς. Επιπλέον, στην πλειοψηφία τους, δεν μπορούν να επισκευαστούν. Οι μετατοπίσεις που έχουν γίνει στα πατώματα, είναι έντονες και σοβαρές. Η δυνατότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία, καθώς και η οριζόντια δυσκαμψία, έχουν περιοριστεί σε σημαντικό επίπεδο, με αποτέλεσμα να έχουν εξαντληθεί όλες οι

δυνατότητες ασφάλειας. Η δομή, δεν δύναται πλέον να αντέξει μετασεισμούς συνηθισμένης έντασης, ενώ η μερική ή η ολική κατάρρευση είναι μονόδρομος.

Στον κανονισμό του ΚΑΝ.ΕΠΕ, για να υπερβεί η σεισμική δράση από τον τυποποιημένο χρόνο ζωής των πενήντα ετών μιας κατασκευής, πρέπει να υπάρχουν δύο ξεχωριστές πιθανότητες. Αυτές είναι: **1.** Η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών και **2.** Η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

Οι ανασχεδιαστικοί στόχοι, καθώς επίσης και οι επιδιώξεις που αφορούν την αποτίμηση, είναι οι στοχευμένες συμπεριφορές της κατασκευής, σύμφωνα με καθορισμένους σεισμικούς σχεδιασμούς. Ο στόχος για την συμπεριφορά ενός κτηρίου, που ήδη υπάρχει, δύναται να διαφοροποιηθεί από τον στόχο του επανασχεδιασμένου δομήματος. Η επανασχεδίαση, κρίνεται ως περισσότερο σημαντική, από αυτήν που είχε προκύψει στο υφιστάμενο κτήριο.

Απόρροια όλων αυτών, αποτελεί η ταξινόμηση σε έξι επιμέρους στόχους ανασχεδιασμού ή αποτίμησης. Αυτά, αποτελούν και την ένωση δύο διαφορετικών υπερβατικών σεισμικών δράσεων που δύναται να γίνουν, μέσα στη διάρκεια των 50 χρόνων, του συμβατικού δηλαδή χρόνου ζωής μιας κατασκευής. Αφορούν επίσης και την σύνεση τριών διαφορετικών επιθυμητών σταδίων επιτελεστικότητας, αναφορικά με τον υφιστάμενο οικοδόμημα (Πίνακας 1.1.).

Πίνακας 1.1: Κατά ΚΑΝΕΠΕ , στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

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% (1)	A1	B1	Γ1
50% (2)	A2	B2	Γ2

Για την επιλογή του καθορισμένου σκοπού αποτίμησης ή για τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού, τεκμαίρεται η χρησιμοποίηση κατάλληλα τροποποιημένων δεικτών q ή m ή ανεκτών παραμορφώσεων δ_d . Να σημειωθεί ότι, ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 αλλάζει σε σχέση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πλέον, αναφέρεται σε τρεις πιθανότητες υπέρβασης των σεισμικών δράσεων. Αυτές είναι οι παρακάτω :

1: η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 20% σε 50 έτη η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 225 περίπου ετών.

2: η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 περίπου ετών, όπως και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3: η σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 έτη η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 2475 περίπου ετών.

Συνεπώς, οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού διαμορφώνονται σε 9 (Πίνακας 1.2) σε αντίθεση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ που είναι 6.

Πίνακας 1.2: Κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες Βλάβες (Α)	Σημαντικές Βλάβες (Β)	Οιονεί Κατάρρευση (Γ)
2% (1)	A1	B1	Γ1
10% (2)	A2	B2	Γ2
20% (3)	A3	B3	Γ3

Ο επιθυμητός και προβλεπόμενος συνδυασμός της ασφάλειας, δηλαδή της στάθμης που θα έχει η επιτελεστικότητα, και του σεισμικού σχεδιασμού, είναι αυτά που καθορίζουν τον εκάστοτε στόχο του σχεδιασμού. Λαμβάνεται επιπλέον υπόψη το κόστος που θα έχει η κατασκευή, μαζί με την κατασκευαστική σπουδαιότητα. Η πιθανότητα υπέρβασης, πιο αναλυτικά, του σεισμικού σχεδιασμού, να είναι η κατά δυνατόν ελάχιστη (Πιν.1.3).

Πίνακας 1.3: Συνδυασμός ασφαλείας και σεισμού σχεδιασμού (Ψυχάρης, 2011)

Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού			
	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Περιορισμός Βλαβών --- Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Σημαντικές βλάβες --- Προστασία Ζωής	Οιονεί κατάρρευση
	2% (1)	A1	B1	F1
	10% (2)	A2	B2	F2
20% (3)	A3	B3	F3	

Στο ανωτέρω σχήμα με γραμμοσκιασμένα πεδία εμφανίζονται οι μη αποδεκτές στάθμες επιτελεστικότητας για συμβατικά κτήρια (που είναι και τα συνηθέστερα στον ελλαδικό χώρο). Από τον ανωτέρω κατάλογο είναι εξόφθαλμο ότι οι επιδιώξεις για να θεωρείται ανεκτή η εξάπλωση σημειόντων βλαβών ή η οιονεί κατάρρευση του δομήματος υπό την επήρεια υψίσυχνων σεισμικών διεγέρσεων δεν είναι αποδεκτές όπως επιπροσθέτως και ο σκοπός κατά τον οποίο είναι υποφερτή η οιονεί κατάρρευση του δομήματος υπό την επήρεια σεισμικών διεγέρσεων μέσω συχνοτήτων.

Προκύπτει επομένως, ως απόρροια όσων αναφέρθηκαν, το ότι, για την επιλογή της βέλτιστης στάθμης επιτελεστικότητας, που μπορεί να υπάρξει σε μια κατασκευή, τα βασικότερα κριτήρια είναι τα παρακάτω:

1. Η κατηγορία σπουδαιότητας, στην οποία και ανήκει η κατασκευή. Όπως αναφέρεται στον Ε.Α.Κ., όλες οι κτηριακές κατασκευές ταξινομούνται σε 4 βασικές κατηγορίες σπουδαιότητας.

A. Κτήρια ελάσσονος σπουδαιότητας αναφορικά με την ασφάλεια του κοινού. Τέτοια μπορεί να είναι υπόστεγα ή ακόμα και αγροτικά οικήματα. (κατηγορία **Σ1**).

B. Συνήθη κτήρια. Σε αυτά, συγκαταλέγονται από ξενοδοχεία και κατοικίες, μέχρι γραφεία και άλλα κτήρια παρόμοιου τύπου (κατηγορία **Σ2**).

Γ. Στην τρίτη κατηγορία, εντάσσονται κτήρια, τα οποία είναι ισχυρής οικονομικής σημασίας, όπως για παράδειγμα τα εκπαιδευτήρια κ.α. Στην ίδια κατηγορία επίσης, ανήκουν κτήρια, στα οποία συνωστίζονται, το περισσότερο διάστημα ενός 24ώρου, από μεγάλο μέρος ανθρώπων. (κατηγορία **Σ3**).

Α. Τέλος, στην τέταρτη κατά σειρά κατηγορία, βρίσκονται τα κτήρια, τα οποία έχουν ζωτικής σημασίας λειτουργία, τόσο προ όσο και μετά σεισμού. Τέτοια είναι, οι πυροσβεστικοί σταθμοί, τα νοσοκομεία και άλλα παρόμοια. (Κατηγορία Σ4), (ΕΑΚ2000).

2. Δεύτερο κριτήριο, για την καλύτερη επιλογή σχετικά με την στάθμη επιτελεστικότητας, είναι ο χρόνος ζωής που υπολείπεται στην δομή. Ο χρόνος αυτός προκύπτει, από την συνάρτηση μεταξύ, της χρησιμότητας που γίνεται στην κατασκευή αυτή και της χρονικής διάρκειας που ήδη υπάρχει.

3. Τρίτο και τελευταίο κριτήριο, που θα αναφέρουμε, είναι τα διαθέσιμα οικονομικά μέσα που υπάρχουν στα μέλη που εμπλέκονται στην διαδικασία της ενίσχυσης. Αυτοί οι οικονομικοί πόροι, συνυπολογίζονται κατά την περίοδο που γίνεται μελέτη για την αποτίμηση του υπό ενίσχυση κτηρίου. Τόσο το αρχικό κόστος, όσο και το μελλοντικό, πρέπει να συνυπολογιστούν κατά την αξιολογική διαδικασία. Οι υπολογισμοί των εξόδων, είναι απαραίτητο να περιλαμβάνουν έξοδα που αφορούν πιθανές μελλοντικές ζημιές, δαπάνες για την επικείμενη διατήρηση του κτηρίου, καθώς επίσης και τυχόν βλάβες που δύναται να προκύψουν. Τέλος, η συνολική οικονομική αξία της κατασκευής, προσμετράται σε όλα τα παραπάνω.

Αναλυτικότερα, οι κατασκευές σπουδαιότητας που περιλαμβάνουν συνηθισμένα δομήματα (Σ2), όπως ορίζεται από το ΕΑΚ, σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο, έτσι ώστε όταν προκύπτουν σεισμοί μεγάλης συχνότητας, δηλαδή μέτριας έντασης σεισμοί, να επιφέρουν μικρές βλάβες. Επίσης, ο σχεδιασμός τους, προβλέπει της άμεση χρήση αυτών των κτηρίων, μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Ακόμα, είναι ωφέλιμο να επισημάνουμε ότι, όταν πρόκειται για σεισμούς με μικρή συχνότητα, και πιο συγκεκριμένα για αυτούς που είναι μεγάλοι και ισχυροί σεισμοί, οι συνηθισμένες κατασκευές σπουδαιότητας, σχεδιάζονται με τρόπο τέτοιο, που να μην έχουν σοβαρές ζημιές, αλλά παρόλα αυτά να διασφαλίζεται η ανθρώπινη ακεραιότητα. Επιπροσθέτως, κατά την διάρκεια σημαντικά μεγάλων σεισμών, οι οποία έχουν πολύ σπάνια εμφάνιση, ο σχεδιασμός των εν λόγω δομημάτων, οφείλει να επιφέρει μια υποφερτή κατα τ' άλλα κατάπτωση της δομής. Η μη ανοχή μιας τέτοιας δομής, θα είχε ως αποτέλεσμα την ύπαρξη κατασκευών με τρομερά υψηλό κόστος.

Αναφορικά με τις κατασκευές της κατηγορίας (Σ3), δηλαδή αυτές που είναι μεγάλης σπουδαιότητας, αξίζει να αναφερθεί ότι, ο σχεδιασμός τους πραγματοποιείται με τέτοιο σκοπό, ώστε σε περίπτωση σεισμού που έχει μεγάλη συχνότητα, να προκύπτουν βλάβες περιορισμένου βεληνεκούς. Επιπλέον, στον σχεδιασμό τους προβλέπεται η δυνατότητα χρήσης των εν λόγω κτηρίων, αμέσως μετά το πέρας του σεισμού. Σχετικά με τα συγκεκριμένα κτήρια και τις περιπτώσεις σεισμών που παρουσιάζουν μικρή συχνότητα, ο σχεδιασμός τους γίνεται με τέτοια μεθοδολογία, ώστε παρόλο που θα παρουσιάζουν σημαντικές και μεγάλες βλάβες, να είναι ωστόσο σε καταλληλόλητα να

προστατεύσουν την ανθρώπινη ζωή. Στο σημείο αυτό, πρέπει να επισημάνουμε, πως η κατάρρευσή τους, δεν αποτελεί αποδεκτό σενάριο, ακόμα και στην περίπτωση των αρκετά σπάνιων σεισμών.

Σχετικά με τις δομές που ανήκουν στην κατηγορία (Σ4), δηλαδή αυτές που είναι μεγάλης σπουδαιότητας, όπως προβλέπεται από τον ΕΑΚ, ο στόχος που έχει ο σχεδιασμός τους, είναι να παρουσιάζουν βλάβες, οι οποίες να είναι περιορισμένης εμβέλειας, στις περιπτώσεις σεισμών που προκύπτουν συχνά. Πρέπει να αναφέρουμε ακόμα, πως επιπλέον σκοπός, είναι να καθίστανται ικανές για χρήση, σε άμεσο χρονικό διάστημα μετά την εμφάνιση του σεισμού. Ταυτόχρονα, δεν επιτρέπεται ούτε να προκληθεί κατάρρευση αυτών των κτηρίων σε σεισμούς που εμφανίζουν μικρή ή πολύ μικρή συχνότητα, αλλά και ούτε να αναπτυχθούν περαιτέρω ζημιές και βλάβες.

Όπως συνεπάγεται από όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως, η σεισμική ικανότητα ενός δομήματος, στοχεύει σε ορισμένες μεταβλητές. Ένας πρώτος στόχος, είναι να επιλεγθεί ένα στάδιο σεισμικής δράσης, το οποίο ορίζεται με βάση ενδεχόμενη υπέρβαση διάρκειας ζωής, σε ανεκτό επίπεδο, ή την ισάξια περίοδο επανάληψης. Αυτός ο στόχος, πραγματοποιείται συνδυαστικά με, την ύπαρξη ενός επιπέδου ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας), το οποίο θα είναι και αυτό με τη σειρά του αποδεκτό. Το τελευταίο, επιλέγεται βάσει της σπουδαιότητας του κτηρίου, η οποία προσδιορίζεται από τον ΕΑΚ.

Οι κατασκευές που έχουν στάθμες επιτελεστικότητας, εφαρμόζουν μια συγκεκριμένη μεθοδολογία για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Το άνωθεν, γίνεται προκειμένου να ενισχυθούν οι υφιστάμενες κατασκευές. Επίσης, αποτελεί τη βάση στους διεθνείς κανονισμούς που αφορούν τις επεμβάσεις, όπως είναι για παράδειγμα ο Ευρωκώδικας 8 και Μέρος 3 ή το FEMA356.

Ο Μελετητής, στα καινούργια δομήματα που πρόκειται να μελετηθούν, μπορεί να αποδώσει στην κατασκευή όλα τα χαρακτηριστικά, τα οποία δίνουν κάποιες συγκεκριμένες τιμές για τον δείκτη συμπεριφοράς. Συνεπώς, οι σχετικοί με τα νέα δομήματα κανονισμοί, αναφέρουν την επιλογή της τιμής του δείκτη συμπεριφοράς, σύμφωνα με κάποια κριτήρια, όπως είναι το υλικό, το δομικό σύστημα, η αυστηρότητα στις διατάξεις των κατασκευών, καθώς επίσης και οι ικανοτικές απαιτήσεις (ΥΠΕΧΩΔΕ 2000, BSSC 2004). Ο EC8, προτείνει μια περισσότερο σύγχρονη διαδικασία (CEN, 2003). Στην συγκεκριμένη, έχει αποσυντεθεί ο δείκτης συμπεριφοράς τόσο στον παράγοντα υπεραντοχής, όσο και σε αυτόν της πλαστιμότητας. Ενώ ταυτόχρονα, έχουν γίνει προσθήκες, οι οποίες σχετίζονται με τους ελέγχους και οι οποίες επισημάνθηκαν πρωτίτερα. Άλλες προσθήκες, αφορούν την ευστρεφία στον κατακόρυφο άξονα.

Η παραπάνω όμως μεθοδολογία, κρίνεται ανεπαρκής όταν πρόκειται για την αποτίμηση των υφιστάμενων δομημάτων. Δεν είναι εφικτό να γίνει “υπαγόρευση” στο κάθε δόμημα, αναφορικά με

τις ιδιότητες που φέρει, έτσι ώστε αυτές να καταλήγουν σε κάποιον συγκεκριμένο δείκτη συμπεριφοράς. Οι ιδιότητες του δομήματος, προϋπάρχουν. Μέσω αυτών, λοιπόν, των χαρακτηριστικών, οφείλει να γίνει η αξιολόγηση για τον δείκτη συμπεριφοράς που έχει το δόμημα.

Σύμφωνα με τα προαναφερόμενα, προκύπτει η ανάγκη για αναζήτηση και εφαρμογή διαφορετικών μεθόδων. Για τον λόγο αυτό, προέκυψαν ορισμένες μέθοδοι, όπως είναι αυτή που σχετίζεται με τους τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς, η οποία μάλιστα προτείνεται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ, ΟΑΣΠ 2006), αλλά ακόμα αναφέρεται και στις αμερικανικές προδιαγραφές ASCE/SEI 41 (2007). Πρέπει να αναφερθεί, ότι ασκήθηκε κριτική στη λογική πίσω από αυτήν την μέθοδο - το ότι δηλαδή τα πλάστιμα μέλη και η αντίστοιχη αντίσταση ή απαίτηση για αυτά, μπορεί να θεωρηθεί ισάξια με την πλαστιμότητα που απαιτείται στην επείγουσα περιοχή. Ο δείκτης πλαστιμότητας μετακινήσεων που έχει το δόμημα, μπορεί εύλογα να τεθεί σε συσχέτιση με ολόκληρο τον δείκτη συμπεριφοράς αυτού (Priestley et al., 1996). Παρόλα αυτά όμως, δεν γίνεται αυτός ο συσχετισμός να ισχύσει καθολικά σε επίπεδο μέλους, πόσω μάλλον, όταν πρόκειται για κρίσιμες περιοχές, οι οποίες είναι μεμονωμένες. Αυτό συμβαίνει επειδή, η σχέση μεταξύ της καθολικής πλαστιμότητας και της πλαστιμότητας μέλους (τοπική), σε μεγάλο βαθμό καθορίζεται από τον μηχανισμό κατάρρευσης αλλά και από την κανονικότητα του συστήματος. Ως εκ τούτου, ο ΚΑΝΕΠΕ (ΟΑΣΠ, 2006), καθώς επίσης και η προδιαγραφή ASCE/SEI 41 (ASCE/SEI 2007), επιτάσσουν επιπλέον προϋποθέσεις για την χρήση της μεθόδου, που σχετίζεται με τους τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς.

Εν αντιθέσει, οι περισσότεροι πολύπλοκες μη-γραμμικές μέθοδοι, αντιμετωπίζουν με πιο ικανοποιητικό τρόπο τις όποιες τμηματικές ή τοπικές συγκεντρώσεις ανελαστικότητας, ενώ ταυτόχρονα δίνουν επιλύσεις που δεν είναι τόσο αμφιλεγόμενες. Τέτοιες μέθοδοι, μπορεί να είναι η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση, που γίνεται σε χρόνο ολοκλήρωσης, ή ακόμα η προσαρμοστική ή η απλή ανελαστική στατική ανάλυση. Ωστόσο, λείπει η δέουσα εξοικείωση από την μεριά των Μηχανικών, με τις αναφερθείσες μεθόδους. Τις δυναμικές αλλά και τις στατικές. Για τον λόγο αυτό, η ελαχιστοποίηση της αβεβαιότητας, παραμένει δυνητική. Τα απαιτούμενα υπολογιστικά εργαλεία για την πραγματοποίηση αυτών των αναλύσεων, είναι αρκετά περίπλοκα. Το τελευταίο συνεπάγεται και το ενδεχόμενο για απατηλές λύσεις. Αυτό είναι πιο έντονο σε συνθήκες, τόσο εσφαλμένης εκτίμησης των μεγάλων σε όγκο αποτελεσμάτων, όσο και αλγοριθμικής αστάθειας.

Συνεπώς, επανέρχεται στην επιφάνεια το πρόβλημα σχετικά με τον προσδιορισμό του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς που υπάρχει στο δόμημα. Αυτό γίνεται εξαιτίας της ανάγκης που δημιουργείται για πιο απλοϊκές διαδικασίες αποτίμησης, οι οποίες δύναται να λειτουργήσουν αντί των ανελαστικών. Φυσικά στις εν λόγω διαδικασίες δε θα υφίστανται υπερβολές στους περιορισμούς

που έχουν να κάνουν με το μηχανισμό κατάρρευσης και την κανονικότητα. Για τους λόγους αυτούς, η παρούσα εργασία, επιλέγει να αντιμετωπίσει το θέμα ποσοτικά εστιάζοντας στις ελαστικές αναλύσεις, που προσφέρονται με απλό τρόπο. Πιο αναλυτικά, σε πρώτο επίπεδο γίνεται υπολογισμός στους δείκτες ανεπάρκειας $\lambda = S/R$, το πηλίκο δηλαδή της απαίτησης ως προς την διαθέσιμη αντίσταση, μέσω απλής ελαστικής ανάλυσης, η οποία θα είναι στατική ή δυναμική, με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$. Αυτά θα πραγματοποιούνται για όλες εξ ολοκλήρου τις πιθανές πλαστικές αρθρώσεις (από εδώ και στο εξής Π.Α.). Αυτό θα γίνεται κάτω από συνθήκες συνδυαστικών σεισμικών δράσεων. Η σεισμική δράση, επιπλέον, θα διαπερνά την πιο κρίσιμη και σημαίνουσα διατομή του κτηρίου. Αυτές οι τιμές $\{\lambda_i\}$, που αφορούν όλες τις περιοχές του δομήματος που είναι κρίσιμες, αξιοποιούνται για την εκτίμηση διαφόρων σημαντικών χαρακτηριστικών, που υπάρχουν στην κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα, αυτά μπορεί να είναι η έκταση που έχει η πλαστικότητα του συστήματος, η ισόποση κατανομή των περιθωρίων αντοχής του συστήματος της δομής, και τέλος η σημασία που δίνεται στην πλαστικότητα της εκάστοτε κρίσιμης περιοχής.

Σε δεύτερο επίπεδο, γίνεται μια εκτίμηση στους διαθέσιμους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας, πραγματοποιήσιμη στον ίδιο συνδυασμό σεισμικών δράσεων, που αναφέρθηκε και στην πρώτη περίπτωση. Ο υπολογισμός γίνεται με όρους γωνιών στροφής χορδής “ θ ”. Αυτό συμβαίνει για κάθε Π.Α., που μπορεί να υπάρχει στο δόμημα.

Σε όλες τις σημαντικές περιοχές στα δομικά μέλη της κατασκευής, γίνεται χρήση της στήλης $\{\lambda_i/\mu\theta_i\}$, η οποία αξιοποιείται προκειμένου να υπολογιστούν οι εν δυνάμει ενεργές πλαστιμότητες, στα πιθανά Π.Α.

Συνεπώς, η ιδανική περίπτωση βρίσκεται στον ορθό συνδυασμό όσων αναφέρθηκαν πιο πάνω. Με τον τρόπο αυτό, δύναται να δοθούν πρακτικές αξιολογήσεις, που αφορούν και τις δύο συνιστώσες του δείκτη συμπεριφοράς του δομήματος.

Αναλυτικότερα:

1. Το q_μ , αφορά τον παράγοντα της πλαστιμότητας που φαίνεται στον δείκτη συμπεριφοράς. Ο υπολογισμός, πραγματοποιείται εκ των σχέσεων $q-\mu\delta-T$.

2. Το q_θ , αφορά τον παράγοντα υπεραντοχής.

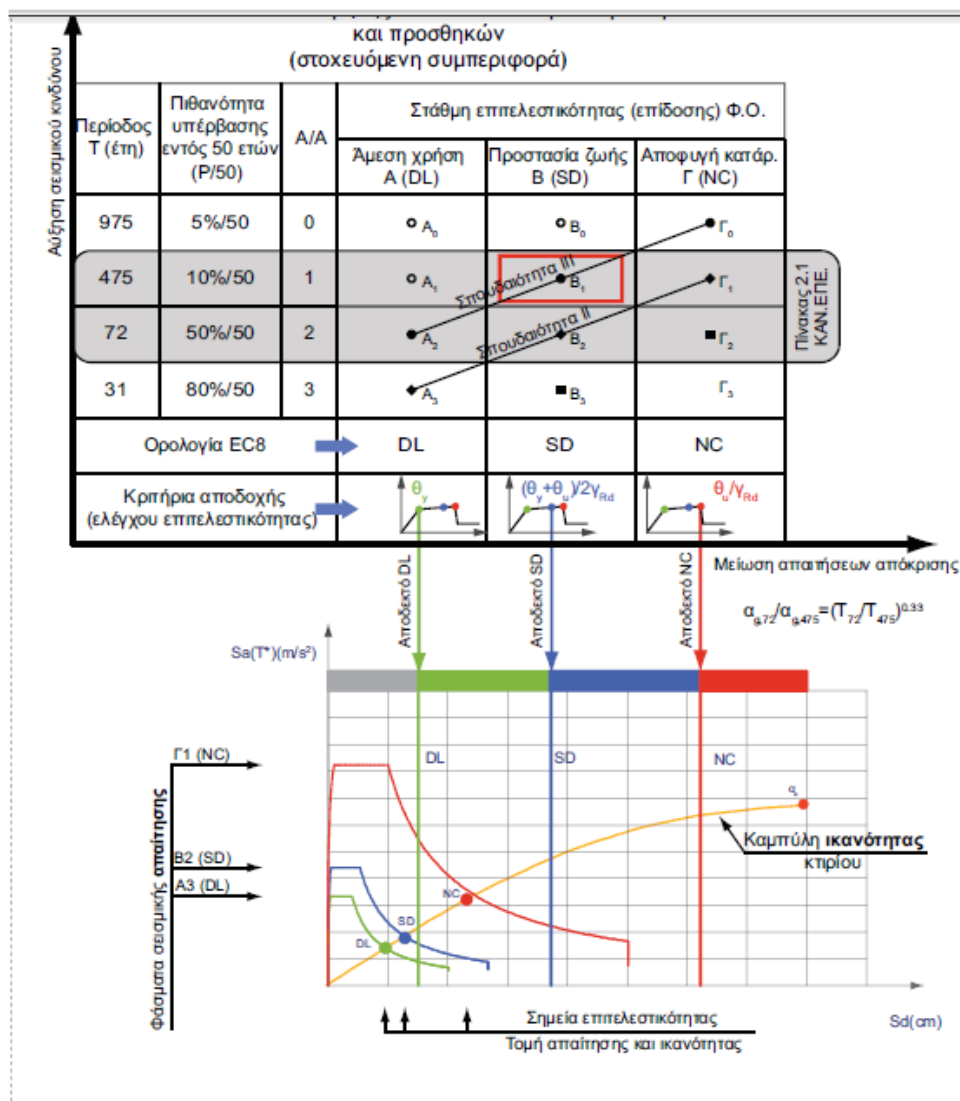
3. Το $\mu\delta$ αναφέρεται στον δείκτη πλαστιμότητας, που έχει να κάνει με τις μετακινήσεις του συστήματος.

4. Το (x) είναι η υπό εξέταση στάθμη της επιτελεστικότητας

5. Τέλος, το T , είναι η ιδιοπερίοδος. Αυτή σχετίζεται με την βασική ιδιομορφία που υπάρχει σε ολόκληρο το σύστημα, την περίοδο της εξέτασης από κάποια διεύθυνση.

Η παρούσα εργασία, έχει τη βάση της σε παλαιότερες αντίστοιχες προσεγγίσεις (Μπαρδάκης 2003, Bardakis & Tassios 2006). Εν τούτοις όμως, η βαθμονόμηση της μεθόδου στην εργασία θα γίνει με πιο ρεαλιστικό τρόπο ο οποίος θα βασίζεται σε μη γραμμικές στατικές αναλύσεις. Τέλος η εν λόγω μέθοδος δύναται να περιλαμβάνει και τα μικτά δομικά συστήματα

Παρακάτω, υπάρχει ένα παραδειγματικό διάγραμμα, για τους σκοπούς του ανασχεδιασμού αλλά και της εκτίμησης. Προέρχεται από τα ανάλογα εγχειρίδια του FESPA.



Σχήμα 1-1: Ανεκτοί στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού. (FESPA, Pushover Manual, 2015)

1.6. Η επέμβαση ενίσχυσης

Η απόφαση για ενίσχυση ενός κτηρίου, δύναται να αφορά ένα δόμημα που έχει υποστεί βλάβες ή ακόμα και κάποιο που δεν έχει. Σε όλες τις περιπτώσεις, σκοπός είναι η καλυτέρευση της σεισμικής ικανότητας του κτηρίου, προκειμένου αυτό να μπορέσει να ανταπεξέλθει στην ένταση ενός ενδεχόμενου σεισμού.

Δύο κατηγορίας ενίσχυσης υπάρχουν. Η πρώτη, έχει να κάνει με τις δομές, οι οποίες έχουν ορισμένες ευρείες αδυναμίες, ή εκτεταμένες βλάβες και χρίζουν ενισχυτικής επεμβάσεως στο σύνολό τους. Η δεύτερη, εστιάζει στην βελτίωση μεμονωμένων δομικών στοιχείων, στα οποία έχει διαπιστωθεί η αδυναμία τους ή δύναται να εμφανίσουν μελλοντικές ζημιές- βλάβες.

1.7. Πλεονεκτήματα μη γραμμικών αναλύσεων

Η ανελαστική ανάλυση έχει σαφή πλεονεκτήματα σε σχέση με την συμβατική ελαστική, τα οποία είναι τα εξής: καθώς παρουσιάζει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα.

- Είναι πιο ακριβής διότι δεν βασίζεται μόνο στη δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται βάσει π.χ. της περίσφιξης και της λεπτομέρειας όπλισης.
- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Γίνεται απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί να ελεγχθεί η επάρκεια του φορέα για πολλές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα (Άμεση χρήση, Προστασία ζωής, Αποφυγή κατάρρευσης).
- Παρέχει πληροφόρηση σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και βοηθάει να σχεδιαστεί η ενίσχυση είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό τους.
- Σύμφωνα με τα παραπάνω στο τέλος μιας στατικής μελέτης με βάση τη μη γραμμική ανάλυση επιτυγχάνεται ο πληρέστερος έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται η οικονομικότητα χωρίς υποχωρήσεις στην ασφάλεια.

Η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι απαραίτητη όπως προαναφέρθηκε, για διαφορετικούς λόγους τόσο σε νέα όσο και σε παλιά κτήρια. Η διαφοροποίηση έγκειται στο σκοπό που επιδιώκεται να επιτευχθεί μέσω της ανάλυσης αυτής.

Νέα Κτήρια

Σε νέα κτήρια επιδιώκεται μέσω της ανάλυσης Pushover, η χάραξη της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και εξ' αυτής ο προσδιορισμός του λόγου $au/a1$. Ο λόγος $au/a1$ χρησιμοποιείται

τελικά στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής. Οι απαραίτητοι έλεγχοι της κατασκευής παρόλα αυτά πραγματοποιούνται με βάση τα αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της θεωρητικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Υφιστάμενα Κτήρια

Σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, στόχος της ανάλυσης Pushover είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης και βάσει αυτής, ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση (Βλέπε §1.7). Με βάση το σημείο επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων. Θεωρείται ότι υπάρχει γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της πραγματικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών που μπορεί να κυμαίνεται από πλήρης έως περιορισμένη.

Ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q μιας κατασκευής είναι σταθερός ή ανάλογος του λόγου $au/a1$, σύμφωνα με την τάξη της πλαστιμότητάς της (EC8-1, §5.2.2.2). Ο λόγος απαιτείται από τον EC8 στην ανάλυση νέων κατασκευών και είναι δυνατόν να προσδιοριστεί με δύο τρόπους:

1. Προσεγγιστικά, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και με κατάλληλη απομείωση σε περίπτωση που το κτήριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.

2. Υπολογιστικά, με πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover)

Ο λόγος αυτός απαρτίζεται από:

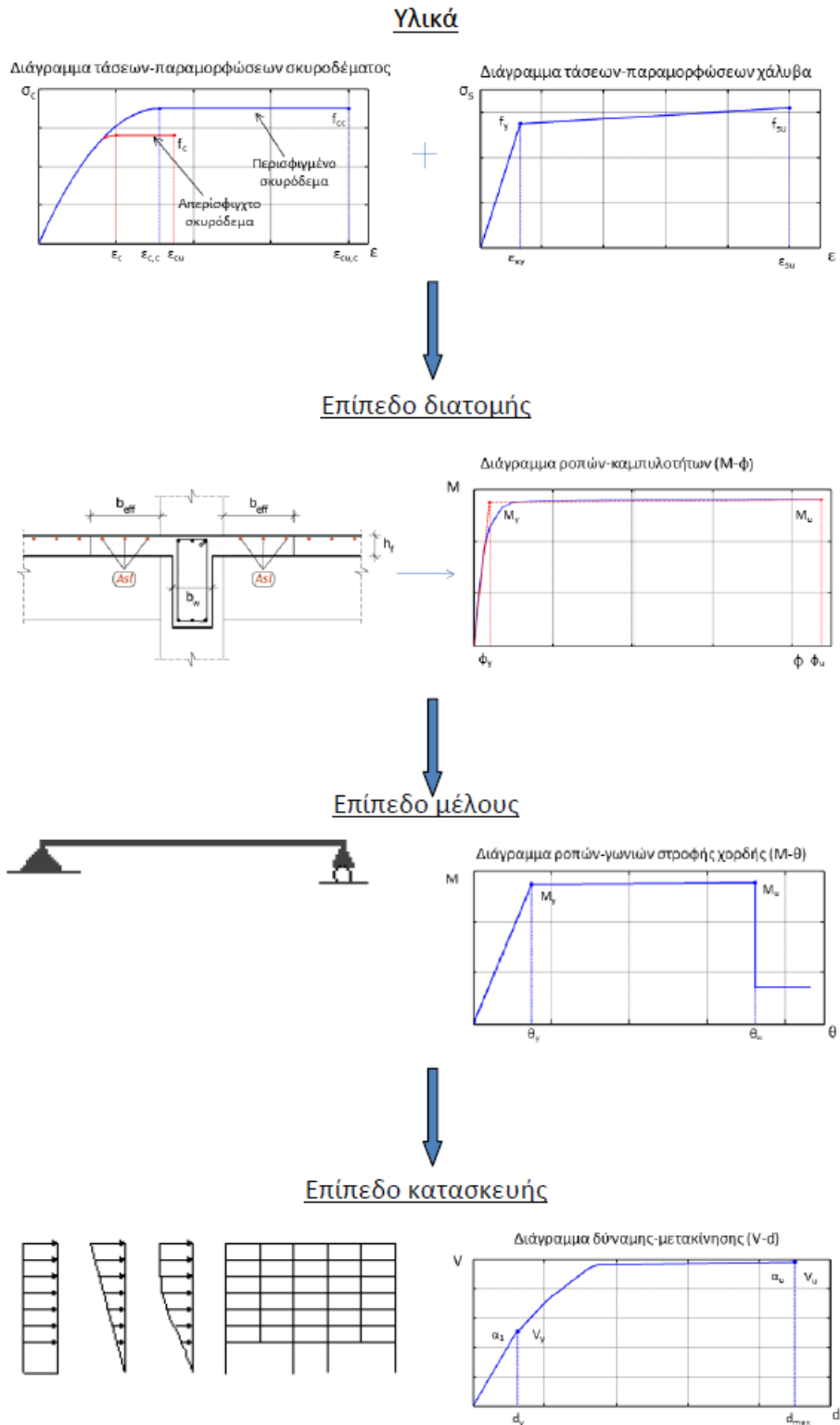
$a1$ = τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική διαρροή ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο φέροντα οργανισμό).

au = τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτήριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.

Είναι φανερό πως σε μια αμφιέριστη δοκό ο λόγος αυτός είναι ίσος με 1, διότι η δημιουργία της 1ης πλαστικής άρθρωσης εφόσον δεν υπάρχει υπεραντοχή, είναι ικανή να οδηγήσει σε κατάρρευση. Συνεπώς, όσο μεγαλύτερη είναι η ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων, τόσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος αυτός.

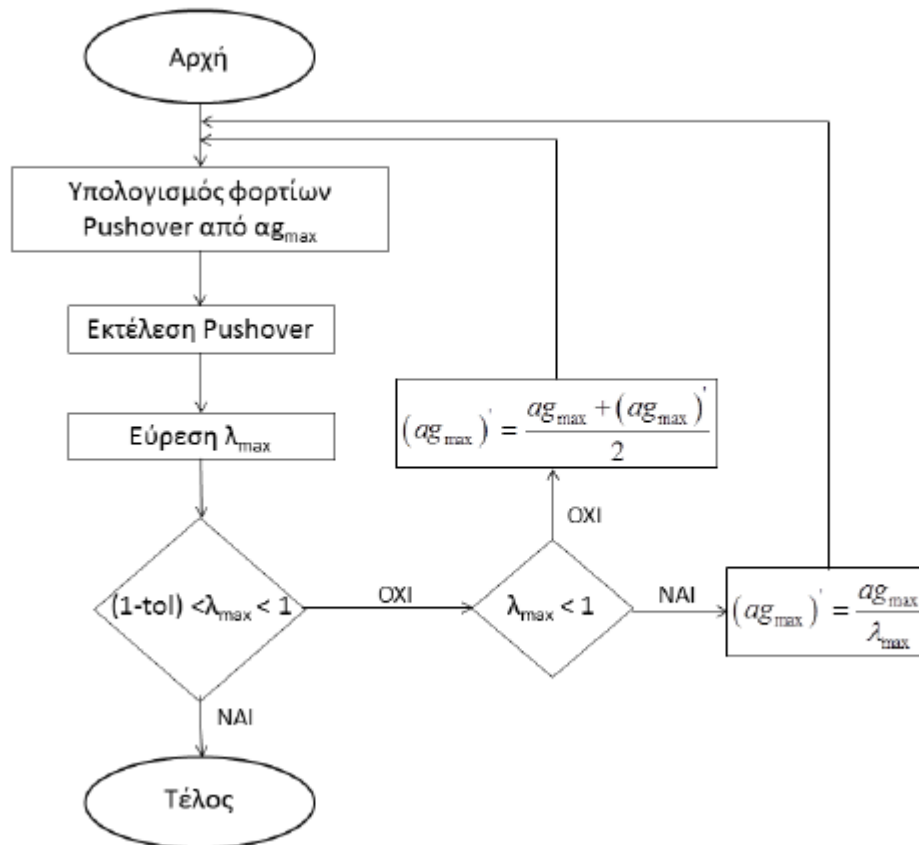
Η μέγιστη τιμή του λόγου σύμφωνα με τον EC8, όταν δεν πραγματοποιείται ανάλυση Pushover είναι 1.3, ενώ για τιμές μεγαλύτερες, απαιτείται επαλήθευση με χρήση της μη γραμμικής στατικής

ανάλυσης. Αυτή η επαλήθευση είναι αναγκαία, προκειμένου να είναι βέβαιο πως η κατασκευή είναι «ικανή» να αναπτύξει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις πριν να φτάσει στο σημείο κατάρρευσης. Ωστόσο η μέγιστη τιμή του λόγου που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό είναι 1.5, ακόμα και αν η ανάλυση Pushover προβλέπει μεγαλύτερο. Η διαγραμματική ροή της ανάλυσης Pushover φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 1-2: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover (FESPA, Pushover Manual, 2015)

Η προτεινόμενη επαναληπτική διαδικασία περιγράφεται σύμφωνα με το διάγραμμα ροής του παρακάτω σχήματος.



Σχήμα 1-3: Διάγραμμα ροής για τον αλγόριθμο εύρεσης του maximum σεισμικού συντελεστή. (FESPA, Pushover Manual, 2015)

Όπως φαίνεται και στο ανωτέρω σχήμα η διαδικασία προϋποθέτει διαδοχικές μη γραμμικές επιλύσεις και υπολογισμό του μέγιστου συντελεστή επάρκειας κάθε φορά. Ο νέος σεισμικός συντελεστής κάθε νέας ανάλυσης μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον προηγούμενο a_{gmax} και τον μέγιστο λόγο επάρκειας λ_{max} . Η επαναληπτική μέθοδος ολοκληρώνεται όταν ο μέγιστος συντελεστής επάρκειας πλησιάσει τη μονάδα χωρίς ωστόσο να την ξεπεράσει.

Ακολουθούν πίνακες που αφορούν τη σύγκριση της μεθόδου των συντελεστών m και q καθώς και πότε χρησιμοποιούμε την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Πίνακας 1.4: Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας

ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
<ul style="list-style-type: none"> • Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτηρίου $T < 4T_c$ ή $2s$
<ul style="list-style-type: none"> • Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων $\lambda = S_{el}/R_m < 2.5$ ή $\lambda > 2.5$ αλλά μορφολογικά κανονικό κτήριο
<ul style="list-style-type: none"> • Το κτήριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις
<ul style="list-style-type: none"> • Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5.
<ul style="list-style-type: none"> • Απουσία έντονων ασυμμετριών δυσκαμψίας σε κάτοψη ή τομή.

Πίνακας 1.5. Περιπτώσεις εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας

ΠΟΤΕ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΙΤΑΙ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ
Όταν η Σ.Α.Δ. – Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων – είναι χαμηλή (ανεκτή) επιλέγουμε ελαστική δυναμική ανάλυση καθώς σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η ανελαστική ανάλυση Pushover συνίσταται για Σ.Α.Δ. τουλάχιστον ικανοποιητική.
Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική (ΚΑΝ.ΕΠΕ) η ανελαστική ανάλυση Pushover πρέπει να συνοδεύεται από την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας
Όταν πρέπει να περιοριστεί αρκετά το κόστος της μελέτης καθώς για ανεκτή Σ.Α.Δ. δεν απαιτείται η πειραματική εξακρίβωση της αντοχής των υλικών, δηλαδή δεν απαιτούνται πυρηνοληψίες.

Πίνακας 1.6. Σύγκριση μεθόδων ελαστικής ανάλυσης καθολικού δείκτη q και τοπικών δεικτών m

Σύγκριση μεθόδων καθολικού δείκτη q και τοπικών δεικτών m

1. Η μέθοδος με βάση τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) θεωρητικά οδηγεί εν γένει σε αποτελέσματα παρόμοια ή συντηρητικότερα εκείνων που προκύπτουν από τη μεθοδολογία των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς (m)

2. συνιστάται η εφαρμογή της μεθόδου m σε φορείς που δεν παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων

3. Για τους φορείς όπου αναμένεται έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων συνιστάται να εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς m

4. Οι τιμές των τοπικών δεικτών m πρέπει να εκλέγονται και να βαθμονομούνται έτσι ώστε ο αντίστοιχος ενιαίος τοπικός δείκτης συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος να μην έχει τιμή που αφίεται περισσότερο από 15% του q

2. Βιβλιογραφική ανασκόπηση στην επισκευή κτηρίων από Ω/Σ με προσθήκη τοιχοπλήρωσης

2.1. Σκοπός εργασίας - Σύνοψη

Υπήρξε σημαντικό πρακτικό και ακαδημαϊκό ενδιαφέρον σχετικά με το θέμα της σεισμικής ανακατασκευής υφιστάμενων κτηρίων τα τελευταία χρόνια, όπως αποδεικνύεται από τον αυξανόμενο αριθμό ερευνητικών εργασιών που δημοσιεύονται στον τομέα αυτό. Η προσοχή επικεντρώθηκε τόσο στις κατασκευές όσο και στις δομές γεφυρών. Επιπλέον, με τις εκτεταμένες ζημιές σε παλαιότερα κτήρια και σε γέφυρες στους σχετικά πρόσφατους σεισμούς Loma Prieta, Northridge και Kobe, οι ιδιοκτήτες αναλαμβάνουν ολοένα και περισσότερη δράση για την πρόληψη ζημιών στις υπάρχουσες δομές σε μελλοντικούς σεισμούς.

Η παρούσα διπλωματική διεξήχθη στο πλαίσιο της συνολικής ευρωπαϊκής προσπάθειας για την ανάπτυξη κατευθυντήριων γραμμών για επισκευή και ενίσχυση παλαιών κατασκευών σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Μέρους 1-4 του Ευρωκώδικα 8 (CEN, 1998). Για το σκοπό αυτό, η παρούσα εργασία διερεύνησε πιθανές τεχνικές σεισμικής αναβάθμισης ενός κτηρίου οπλισμένου σκυροδέματος με προσθήκη τοιχοπλήρωσης. Το κτήριο που εξετάζουμε στο πρακτικό μέρος είναι αντιπροσωπευτικό πολλών άλλων κτηρίων που κατασκευάζονται επί του παρόντος σε ευρωπαϊκές μεσογειακές χώρες όπως η Ελλάδα, η Ιταλία και η Πορτογαλία.

Κατά τη διάρκεια αυτής της έρευνας, έγινε μια ανασκόπηση της ευρύτερης βιβλιογραφίας στον τομέα της σεισμικής αποκατάστασης. Πάνω από 200 άρθρα, κυρίως άρθρα περιοδικών και έγγραφα του συνεδρίου World Earth Earthquake Engineering και ευρωπαϊκά συνέδρια για σεισμική μηχανική και συναφή αντικείμενα, που δημοσιεύτηκαν από το 1980 μέχρι σήμερα (2019), εξετάστηκαν ως μέρος αυτής της εργασίας. Λόγω του μεγάλου αριθμού πληροφοριών που καλύπτονται, τα σημαντικότερα ποσοτικά αποτελέσματα αυτού του τμήματος της μελέτης συνοψίζονται σε πίνακες ή σε σχήματα. Συνολική περίληψη της ανασκόπησης της βιβλιογραφίας δίνεται επίσης στο τμήμα 2.10 της παρούσας εργασίας.

Το συγκεκριμένο κτήριο της μελέτης περίπτωσης περιγράφεται λεπτομερώς στο κεφάλαιο 3 και ακολουθούν οι αναλύσεις Pushover του αρχικού και του ενισχυμένου κτηρίου με τοιχοπλήρωση με 2 σενάρια ενίσχυσης. Επιπλέον λαμβάνεται υπόψιν το σενάριο ύπαρξης πισίνας στην οροφή του εν λόγω κτηρίου. Απαιτούνται προφανώς περαιτέρω εργασίες για τη διεξαγωγή λεπτομερών αναλύσεων και σχεδιασμού κάθε επιλογής, προκειμένου να προσδιοριστεί η καταλληλότερη επιλογή σεισμικής αναβάθμισης. Η πτυχιακή ολοκληρώνεται στην ενότητα 5 που αποτελεί σύνοψη των

αποτελεσμάτων της έρευνας της βιβλιογραφίας και των συμπερασμάτων που προέκυψαν από τις αναλύσεις του πενταώροφου κτηρίου της μελέτης περίπτωσης.

2.2. Γενικά

Οι κατασκευές με οπλισμένο σκυρόδεμα, στις οποίες υπάρχουν τοιχοπληρώσεις, είναι ευρέως διαδεδομένες και χρησιμοποιούνται σε κατασκευές σε όλον τον κόσμο. Η ανάγκη ύπαρξης τοιχοπληρώσεων σε διαμορφωμένες κατασκευές δημιουργείται φυσικά από την ανάγκη να δημιουργηθεί ένας διαχωρισμός μεταξύ του εσωτερικού χώρου των κτηρίων και του εξωτερικού περιβάλλοντος. Ωστόσο, πάνω από όλα στο παρελθόν, οι τοιχοπληρώσεις θεωρούνταν πάντα ως δευτερεύοντα στοιχεία και οι μηχανικοί δεν τα είχαν εισαγάγει στα μοντέλα τους ή στους υπολογισμούς τους, μόνο και μόνο επειδή ως πληρωτικοί παράγοντες δεν έπρεπε να διαδραματίσουν κάποια δομική λειτουργία.

Μόνο μετά από σημαντικά σεισμικά γεγονότα, η παρατήρηση των ζημιών για τα κτήρια αυτά έδειξε ότι η αλληλεπίδραση των τοιχοπληρώσεων και των πλαισίων είχε σημαντικό ρόλο στη συνολική σεισμική απόκριση που ήταν αρκετά διαφορετική κατά περίπτωση.

Το θέμα της αλληλεπίδρασης των τοιχοποιιών και των πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος έχει μια ευρεία βιβλιογραφία και μελετάται εδώ και 50 χρόνια και σήμερα δεν αξιολογείται οριστικά σε όλες τις πτυχές του επίσης επειδή ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων μπορεί ή όχι να είναι επωφελής όταν συμβαίνουν σεισμικά γεγονότα.

Εστιάζοντας την προσοχή σε ένα ενιαίο τοιχοπληρωμένο πλαίσιο που υποβάλλεται σε μια πλευρική δράση, είναι αναμφισβήτητο ότι τα τσιμεντοκονιάματα συνεισφέρουν με ένα ισχυρό ενισχυτικό αποτέλεσμα που γενικά συνδέεται με την αύξηση της αντοχής και τη μείωση της πλευρικής μετατόπισης.

Ακόμη και αν η συμπεριφορά ενός απλού τοιχοπληρωμένου πλαισίου μπορεί να είναι εύκολο να προβλεφθεί, η συμβολή που παρέχεται στην κλίμακα ενός ολόκληρου κτηρίου επηρεάζεται από διάφορες αβεβαιότητες που δεν μπορούν να εκτιμηθούν χωρίς λεπτομερείς αναλύσεις.

Γενικά, η συμβολή των τοιχοπληρώσεων στη συνολική χωρητικότητα των κατασκευών εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την κανονικότητα της κατανομής τους σε κάτοψη και σε ύψος. Η κανονική κατανομή των τοιχοποιιών έχει ευεργετική επίδραση, ειδικά για μη σεισμικά σχεδιασμένα κτήρια, αυξάνοντας την καθολική φέρουσα ικανότητα και ακαμψία κάτω από πλευρικές σεισμικές δράσεις. Από την άλλη πλευρά, οι ακανόνιστες κατανομές των τοιχοποιιών μπορεί να είναι πραγματικά επικίνδυνες επειδή είναι η αιτία κατάρρευσης όταν συμβαίνουν σεισμικά συμβάντα. Όταν οι

τοιχοπληρώσεις δεν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη και κυρίως είναι συγκεντρωμένες σε ορισμένες περιοχές, η μεγάλη στιβαρότητα που προσδίδουν τοπικά στην κατασκευή μπορεί να προκαλέσει σημαντική μετατόπιση του κέντρου ακαμψίας. Το γεγονός αυτό παράγει ως πρώτο αποτέλεσμα την τροποποίηση των πραγματικών δυναμικών παραμορφώσεων σε σχέση με εκείνες που αναμένονται κατά τις φάσεις σχεδιασμού. Ο συντελεστής συμμετοχής μάζας κατανέμεται σε υψηλότερες ιδιομορφές που δεν υπολογίζονται και είναι δυνητικά επικίνδυνες. Επιπλέον, η αύξηση της απόστασης μεταξύ του κέντρου της μάζας και του κέντρου της ακαμψίας δημιουργεί επιπρόσθετες στρεπτικές επιβαρύνσεις κατά τη διάρκεια του σεισμικού συμβάντος.

Όταν παρατηρείται ακανόνιστη κατανομή των τοιχοποιιών καθ' ύψος των κτηρίων, γενικά δημιουργούνται έντονες διαφορές όσον αφορά την αντοχή και την ακαμψία των ορόφων, γεγονός που αποτελεί πιθανή αιτία μηχανισμών μαλακού ορόφου. Σε αυτή την περίπτωση, η ζημιά συγκεντρώνεται μόνο στους ορόφους όπου λείπουν οι τοιχοποιίες (Σχήμα 2.1.).

Επιπλέον, θα πρέπει επίσης να παρατηρηθεί ότι ακόμη και αν η κατανομή των τοιχοπληρώσεων είναι κανονική σε κάτοψη και καθ' ύψος, η αύξηση της ακαμψίας προκαλεί μεγαλύτερες ελαστικές δυνάμεις που πρέπει να μεταφέρονται από τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια. Το γεγονός αυτό συμβάλλει θετικά στην αντισεισμική αντίσταση μέχρι οι συνιστώσες της δύναμης που μεταφέρει η τοιχοπλήρωση στο περιβάλλον πλαίσιο να είναι συμβατές με τις αντιστάσεις των μελών οπλισμένου σκυροδέματος και των κόμβων. Στην πραγματικότητα, τα αποτελέσματα που προκαλούνται από την τοπική αλληλεπίδραση απαιτούν τα στοιχεία πλαισίου να έχουν ικανότητα φέρουσας ικανότητας που μπορεί να υπερβεί τις τιμές σχεδιασμού για να υποστηρίξει την αύξηση της δύναμης που μεταφέρεται από την τοιχοπλήρωση. Ειδικά στην περίπτωση οπλισμένων στοιχείων με χαμηλή αντοχή σε διάτμηση χωρίς σεισμικές λεπτομέρειες, αυτό μπορεί να προκαλέσει την τοπική αστοχία σε διάτμηση των υποστυλωμάτων και ακόμη και των κόμβων (Σχήμα 2.2.).

Άλλοι μηχανισμοί κατάρρευσης που οφείλονται στην αλληλεπίδραση τοιχοπλήρωσης - πλαισίου συμβαίνουν όταν οι τοιχοπληρώσεις έχουν ανοίγματα δίπλα στο υποστύλωμα με τέτοιο τρόπο ώστε η τοιχοπλήρωση να είναι μικρότερη από το υποστύλωμα σε ύψος. Το γεγονός αυτό τροποποιεί το μήκος σχεδίασης του υποστυλώματος προκαλώντας μια απροσδόκητη αύξηση της τοπικής απαίτησης σε διάτμηση. Σε αυτές τις περιπτώσεις, τα υποστυλώματα υποβάλλονται σε αναμενόμενη κατάρρευση που εξαρτάται από την αναλογία διαστάσεων και από το ελεύθερο μήκος του υποστυλώματος. Αν τα υποστυλώματα είναι κατακόρυφα, συμβαίνει αστοχία διατμήσεως, διαφορετικά η κατάρρευση οφείλεται σε ένα πλαστικό μηχανισμό άρθρωσης (Σχήμα 2.3. (α) και (β)).



Σχήμα 2-1: Παραδείγματα καταρρεύσεων λόγω ακανόνιστης κατανομής τοιχοπλήρωσης καθ' ύψος. (Fiore et al., 2012)

Παρά την ύπαρξη τοιχοπλήρωσης πλήρωσης μπορεί να προκληθεί ανεπιθύμητη συμπεριφορά της κατασκευής υπό σεισμικά γεγονότα. Σε πολλές περιπτώσεις η διερεύνηση των τοιχοποιιών καθίσταται θεμελιώδης παράγοντας για την ικανότητα κατασκευών να αντιστέκονται σε σεισμούς, ειδικά όταν αυτές δεν είναι σεισμικά σχεδιασμένες. Αυτό έχει καταδειχθεί από την παρατήρηση και την αξιολόγηση της μετα-σεισμικής βλάβης. Ένα παράδειγμα αναφέρεται στο Σχήμα 2.3. για ένα κτήριο από Ω/Σ, όπου η ρηγματώση της τοιχοπλήρωσης έδειξε ότι οι τοιχοποιίες συνέβαλαν στην αύξηση της πλευρικής αντοχής και ακαμψίας της κατασκευής στις χαμηλότερες στάθμες όπου η ζήτηση διατμήσεως είναι μέγιστη.

Ανεξάρτητα από τη θετική ή αρνητική συμβολή τους στη σεισμική απόκριση των κατασκευών, αυτό που είναι σαφές είναι ότι η αλληλεπίδραση των τοιχοπληρώσεων με το Ω/Σ στο πλήρες πλαίσιο δεν μπορεί να παραμεληθεί στα δομικά μοντέλα, όπως συνήθως γίνεται στην πρακτική μηχανική. Ένας πολύ μεγάλος αριθμός μελετών έχουν παρασχεθεί από ερευνητές από ολόκληρο τον κόσμο που πρότειναν στρατηγικές προσομοίωσης που διαφέρουν ως προς τη φυσική προσέγγιση που ακολουθείται, την πολυπλοκότητα, το στόχο και τα όρια αξιοπιστίας. Επίσης, οι διαφορετικοί τεχνικοί κώδικες αντιμετωπίζουν το ζήτημα της προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης μεταξύ των πλαισίων, ακόμη και αν οι συστάσεις τους δεν είναι υποχρεωτικές, σε πολλές περιπτώσεις ούτε παρέχονται λεπτομερείς και σαφείς κανόνες.

Στα επόμενα τμήματα ακολουθεί μια γενική επισκόπηση των μηχανικών προσεγγίσεων που είναι διαθέσιμες στη βιβλιογραφία και παρέχει μια κριτική συζήτηση σχετικά με την αξιοπιστία τους και την πρακτική εφαρμογή τους, με τη συμμετοχή επίσης διαφορετικών τεχνικών μεθόδων προσομοίωσης. Σε αυτή την ενότητα, περιγράφονται λεπτομερώς ορισμένες προσεγγίσεις που θεωρούνται ως σημεία αναφοράς.



Σχήμα 2-2: Επιδράσεις της τοπικής αλληλεπίδρασης πλήρους πλαισίου: Δείγμα τοπικής διάτμησης των άκρων των κολώνων και των κόμβων λόγω της αλληλεπίδρασης με τις τοιχοπληρώσεις. (Koutromanos et al., 2011)



Σχήμα 2-3: Επιδράσεις αλληλεπίδρασης πλαισίου-τοιχοπλήρωσης: τοπική κατάρρευση λόγω του διαφορετικού ύψους υποστυλώματος - πλήρωσης: (α) μηχανισμός διπλής πλαστικής άρθρωσης κοντού υποστυλώματος, (β) αστοχία διάτμησης κοντού υποστυλώματος (Koutromanos et al., 2011)

2.3. Προσομοίωση τοιχοπληρωμένων πλαισίων: μια γενική επισκόπηση της βιβλιογραφίας σχετικά με τις μηχανικές προσεγγίσεις

Η μεταβλητότητα της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων συστημάτων πλαισίων δεν καθιστά εύκολη την εύρεση μηχανικών μοντέλων που είναι υπολογιστικά απλά και ικανά να συλλάβουν όλες τις εμπλεκόμενες πτυχές. Τις τελευταίες δεκαετίες, αρκετοί ερευνητές παρείχαν πειραματικές και αναλυτικές μελέτες που πρότειναν στρατηγικές προσομοίωσης για την πρόβλεψη και εισαγωγή στην πρακτική της τεχνικής των προαναφερθέντων αποτελεσμάτων αλληλεπίδρασης. Από γενική άποψη, η αλληλεπίδραση πλαισίου - τοιχοπλήρωσης έχει ουσιαστικά δύο βασικές προσεγγίσεις: τη μικροσκοπική και μακροσκοπική επεξεργασία. Η πολυπλοκότητα και των δύο αυτών τεχνικών εξαρτάται επιπλέον από την τυπολογία της έρευνας που απαιτείται (γραμμική ή μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών, μονοτονική ή κυκλική φόρτιση).

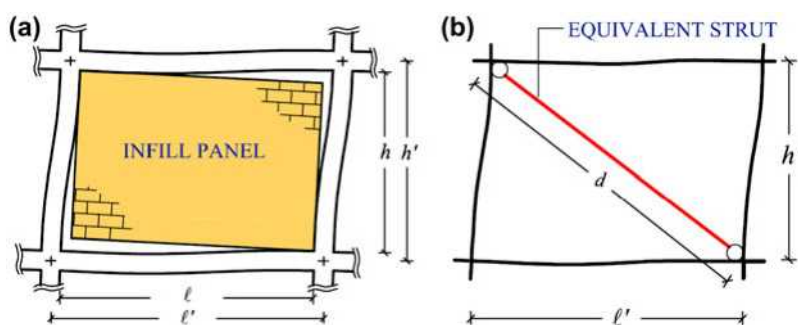


Σχήμα 2-4. Θετική συμβολή των τοιχοπληρώσεων στην αντισεισμική αντίσταση μιας δομής πλαισιωμένης με Ω/Σ. (Koutromanos et al., 2011)

Η προσέγγιση μακρομοντέλου (Σχήμα 2-5) βασίζεται στην προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων μέσω ενός (ή περισσότερων) ισοδύναμων διαγωνίων θλιπτήρων. Αυτή η τεχνική είναι η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη στην πράξη για τη διεξαγωγή γραμμικών / μη γραμμικών στατικών ή δυναμικών αναλύσεων λόγω της απλότητας και της απαιτούμενης μικρότερης υπολογιστικής προσπάθειας. Οι περισσότεροι από τους τεχνικούς κώδικες χρησιμοποιούν επίσης προσέγγιση μακρομοντέλου για σεισμική αξιολόγηση των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Εκτός από την απόδοση γεωμετρικών διαστάσεων της διατομής, η αναγνώριση του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα απαιτεί την αντιστοίχιση συγκεκριμένων μηχανικών χαρακτηριστικών για το θλιπτήρα ανάλογα με τις ιδιότητες του πραγματικού συστήματος. Ιδιαίτερα για τις τοιχοπληρώσεις

που συνθέτουν τα υπάρχοντα κτήρια, ο εντοπισμός των απαραίτητων πληροφοριών επηρεάζεται από μια μεγάλη αβεβαιότητα, διότι αυτό εξαρτάται όχι μόνο από τις ιδιότητες της τοιχοπλήρωσης (οι οποίες δεν είναι εύκολο να προσδιοριστούν), αλλά και από κατασκευαστικές λεπτομέρειες. Με λίγα λόγια, το μακρομοντέλο θα πρέπει να συνοψίζει όλες αυτές τις πτυχές με ένα μόνο θλιπτήριο ικανό να αποδίδει δύναμη, ακαμψία και μορφή αστοχίας. Ο αριθμός των πληροφοριών που απαιτούνται για την προσομοίωση εξαρτάται στην πραγματικότητα από την προσέγγιση της αξιολόγησης (π.χ. γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση). Για την πλήρη ταυτοποίηση του ισοδύναμου θλιπτήρα είναι απαραίτητο να προσδιοριστεί τουλάχιστον: (α) η αρχική ακαμψία, (β) η μέγιστη αντοχή, (γ) το σχήμα του καταστατικού νόμου (μονοτονικό ή κυκλικό).



Σχήμα 2-5: Προσέγγιση Macromodel: α) πραγματικό σύστημα · β) ισοδύναμο ενισχυμένο σύστημα Crisafulli., & Carr, 2007)

Οι πρώτες μελέτες σχετικά με αυτό το θέμα οφείλονται στον Χολμς (1961), ο οποίος εργάστηκε με χαλύβδινες «κορνίζες» γεμάτες με τοιχοπλήρωση. Πρότεινε τον εμπειρικό κανόνα να αντικαταστήσει την τοιχοπλήρωση με έναν ισοδύναμο διαγώνιο θλιπτήρα, που έχει πλάτος διατομής w ίσο με το $1/3$ του μήκους διαγωνίου d . Στη συνέχεια, αρκετοί άλλοι ερευνητές πρότειναν λεπτομερέστερες μεθόδους βασίζοντας κυρίως την αναγνώριση του αντίστοιχου πλάτους στην αναλογία μεταξύ των ελαστικών χαρακτηριστικών της τοιχοπλήρωσης και του περιβάλλοντος πλαισίου (π.χ. Dawe & Seah, 1989; Durrani & Luo, 1994; Mainstone, 1971, 1974; Saneinejad & Hobbs, 1995; Stafford, 1966; Stafford & Carter, 1969). Στο πρόσφατο παρελθόν, η Papia et al. (2003) πρότεινε μια τεχνική ταυτοποίησης που εισάγει την εξάρτηση του πλάτους της δοκού όχι μόνο στις αναλογίες ακαμψίας μεταξύ πλαισίου και τοιχοπλήρωσης αλλά και στις μηχανικές ελαστικές ιδιότητες της τοιχοπλήρωσης κατά μήκος της διαγώνιας κατεύθυνσης. Ο ορισμός των ελαστικών ιδιοτήτων των τοιχοπληρωμένων πλαισίων σε μια γενική κατεύθυνση αντιμετωπίστηκε στη συνέχεια από τους Cavaleri et al. (2014). Άλλοι συγγραφείς (Amato et al., 2008, 2009) εισήγαγαν μια περαιτέρω εξάρτηση από την ακαμψία του αντίστοιχου στηρίγματος στο κάθετο φορτίο που μεταδίδεται από το πλαίσιο στα τοιχοπληρωμένα πλαίσια. Μια εναλλακτική μέθοδος,

βασισμένη σε μια δυναμική στρατηγική διαρθρωτικής ταυτοποίησης, εισήχθη επίσης από τους Cavaleri και Papia (2003).

Όσον αφορά τον ορισμό του καταστατικού νόμου για την ισοδύναμη δομή, πρέπει να αναφερθεί η μελέτη του Παναγιώτακου και του Φαρδή (1996). Στην εργασία τους, οι συγγραφείς καθορίζουν τη δύναμη διαρροής, που αντιστοιχεί στην πρώτη ρωγμή του γεμίματος, λαμβάνοντας υπόψη την αντοχή σε εφελκυσμό της τοιχοπλήρωσης που εκτιμήθηκε με διαγώνιες δοκιμές. Σε μια άλλη μελέτη, οι Bertoldi et al. (1993) πρότειναν να επιλέξουν τη μέγιστη αντοχή του στύλου ανάλογα με τους πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας του τοιχοπληρωμένου πλαισίου.

Οι πρώτες πειραματικές και αναλυτικές μελέτες σχετικά με την κυκλική συμπεριφορά των κατασκευών των τοιχοπληρωμένων πλαισίων αναφέρονται στους Klingner και Bertero (1978), οι οποίοι διερεύνησαν την επίδραση των κυκλικών φορτίων ελέγχοντας τμήματα πολυώροφων κτηρίων και παρείχαν επίσης ένα πρώτο μακρομοντέλο με τον αντίστοιχο βρόχο υστέρησής του. Αργότερα, ο Doudoumis και η Mitsopoulou (1986) εισήγαγαν ένα κυκλικό υστερικό μοντέλο που παρείχε για πρώτη φορά έναν αρχικό κλάδο χωρίς ένταση λόγω της συρρίκνωσης των ζωνών επαφής. Οι πειραματικές ψευδοδυναμικές δοκιμές σε πλαίσια Ω/Σ που πληρώθηκαν με τοιχοπλήρωση πραγματοποιήθηκαν από τους Mander και Nair (1994) και Mander et al. (1993) και Mehrabi et al. (1996) με βάση τα αποτελέσματα δοκιμασμένων δειγμάτων τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Σχήμα 2.5.).

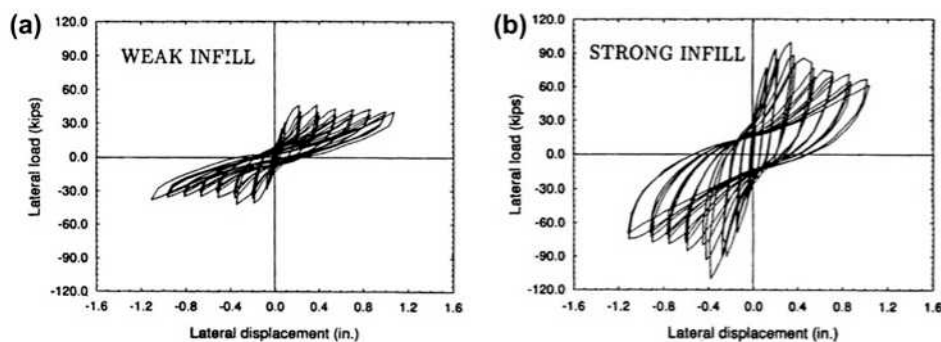
Άλλα υστερητικά μοντέλα στη συνέχεια αναπτύχθηκαν ξεκινώντας από διαφορετικές εκτιμήσεις. Οι Madan et al. (1997) πρότειναν ένα υστερητικό μοντέλο μονού θλιπτήρα που περιελάμβανε τη δύναμη και τη δυσκαμψία και την επίδραση των «τσιμπημάτων» του βρόχου υστέρησης (hysteretic pins). Σε μια πιο πρόσφατη μελέτη, οι Cavaleri et al. (2005) εισήγαγαν έναν λεπτομερή νόμο μετατόπισης δυνάμεων που αντιστοιχούσε στην κυκλική ή μονοτονική συμπεριφορά ενός ισοδύναμου θλιπτήρα, παρέχοντας μια πρώτη πειραματική βαθμονόμηση των εμπλεκόμενων παραμέτρων.

Μετά την εκπόνηση αρκετών μελετών σε μακρομοντέλα με ισοδύναμο θλιπτήρα, ορισμένοι συγγραφείς, αναγνωρίζοντας τη σημασία που έχουν οι τοπικές τάσεις διάτμησης που μεταφέρονται από τα πληρωτικά στοιχεία στο περιβάλλον πλαίσιο, εισήγαγαν τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσουν μια πολλαπλή διαμόρφωση υποστυλώματος με εισαγωγή στο μοντέλο 2 ή 3 ισοδυνάμων γραμμικών μελών (beam elements). Μεταξύ αυτών των μελετών, ο Crisafulli (1997), διερεύνησε την επίδραση διαφορετικών διαμορφώσεων πολλαπλών γραμμικών μελών στην απόκριση. Σε μια περαιτέρω εργασία, οι Crisafulli και Carr (2007) ανέπτυξαν ένα λεπτομερές πολυστρωματικό μακρο-μοντέλο

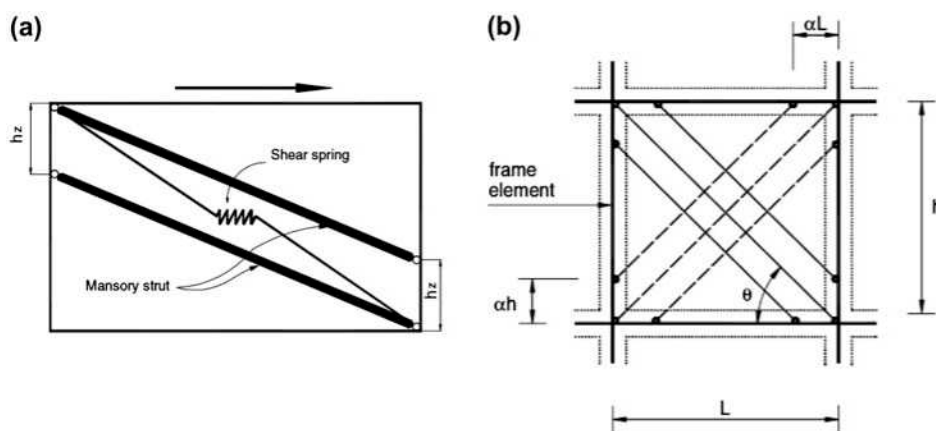
που περιλαμβάνει επιπλέον των κλασικών στοιχείων δικτυώματος (θλιπτήρων), που διέπονται από αξονικούς νόμους θλίψης - εφελκυσμού, ένα διατμητικό ελατήριο για τον επηρεασμό της επίδρασης κάθετου φορτίου στη συνολική αντοχή του τοιχοπληρωμένου πλαισίου (Σχήμα 2.6.).

Οι Chrysostomou et al. (2002) είχαν ως στόχο να διερευνήσουν την απόκριση των τοιχοπληρωμένων πλαισίων λαμβάνοντας υπόψη τόσο την ακαμψία όσο και την υποβάθμιση της αντοχής της τοιχοπλήρωσης. Πρότειναν να μοντελοποιήσουν κάθε τοιχοπληρωμένο πλαίσιο χρησιμοποιώντας έξι μόνο διαγώνια μέλη που αναλάμβαναν θλίψη (Σχήμα 2.7.b).

Σχήμα 2-6: Οι κυκλικές δοκιμές των τοιχοπληρωμένων πλαισίων με διαφορετική αντοχή καθένα εξ' αυτών (Mehrabi et



al., 1996)



Σχήμα 2-7: Πολλαπλά μακρομοντέλα θλιπτήρων: (α) μακρομοντέλο διπλού θλιπτήρα με ελατήριο διάτμησης (Crisafulli & Carr, 2007). (β) μακρομοντέλο 6 ισοδύναμων γραμμικών μελών (Chrysostomou et al., 2002).

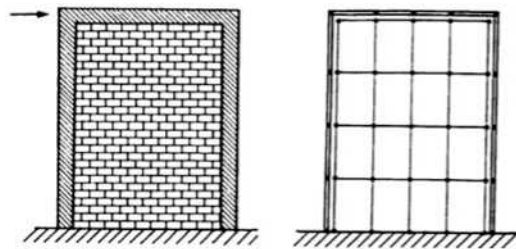
Οι El-Dakhkhni et al. (2003) (Σχήμα 2.8.) πρότειναν ένα μοντέλο 3 γραμμικών μελών (που έχει 1 ομόκεντρο και 2 έκκεντρα στηρίγματα) προκειμένου να παράσχει όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική κατανομή δυνάμεων ροπής και διατμητικής αντοχής στα στοιχεία του πλαισίου. Ταυτόχρονα με την ανάπτυξη τεχνικών μακρομοντελικής διάταξης ακολουθήθηκε μια ουσιαστικά διαφορετική προσέγγιση από άλλους ερευνητές που υιοθέτησαν μια "ακριβή αναπαράσταση" των τοιχοπληρώσεων (μικρομοντελοποίηση) για την καλύτερη προσομοίωση της αλληλεπίδρασης πλαισίου-τοιχοπλήρωσης. Σύμφωνα με αυτή την προσέγγιση, το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο

διαμορφώνεται με τη βοήθεια επίπεδων πεπερασμένων στοιχείων, ενώ το πλαίσιο μπορεί να διαμορφώνεται με στοιχεία κελύφους ή στοιχεία δοκού. Ο ορισμός της αλληλεπίδρασης μεταξύ της τοιχοπλήρωσης και του πλαισίου αποτελεί ένα αρκετά ευαίσθητο ζήτημα το οποίο τέθηκε με διαφορετικούς τρόπους από τους συγγραφείς. Οι περισσότεροι από αυτούς χρησιμοποίησαν πεπερασμένα στοιχεία διασύνδεσης (contact finite elements) ικανά να προσομοιώσουν φαινόμενα τριβής και απόσπασης πλαισίου-τοιχοπλήρωσης σε περιοχές επαφής.

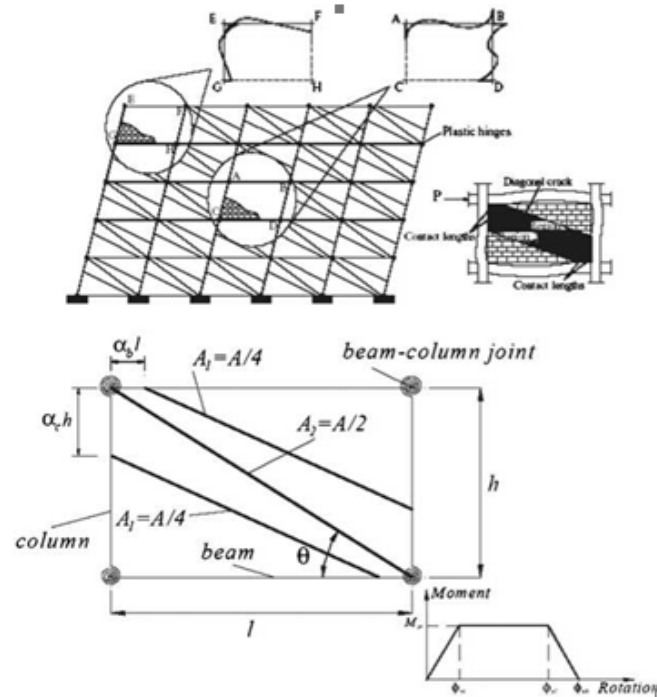
Αυτή η προσέγγιση, η οποία στοχεύει στην παροχή πιο ακριβούς απόκρισης, είναι ικανή να συλλάβει καλά τοπικά αποτελέσματα αλληλεπίδρασης και να πλαισιώνει την κατανομή των καθολικών εσωτερικών δυνάμεων. Ωστόσο, απαιτείται η βαθμονόμηση πολλών ευαίσθητων παραμέτρων για τη λήψη αξιόπιστων αποτελεσμάτων. Οι πρώτες μελέτες που αναφέρονται σε αυτήν την προσέγγιση οφείλονται στους Mallick και Severn (1967), οι οποίοι υιοθέτησαν στοιχεία κελύφους για να μοντελοποιήσουν το στοιχείο τοιχοπλήρωσης και δοκού για το πλαίσιο (Σχήμα 2.9.), προκειμένου να αξιολογηθούν τα αποτελέσματα της ενίσχυσης του πλαισίου.

Με τον ίδιο στόχο η Papia (1988), μέσω μιας λεπτομερούς συζευγμένης προσεγγίσεως FEM-BEM (Finite Element Method – Boundary Element Method) (Σχήμα 2.10) διερεύνησε την τροποποίηση της συνολικής ακαμψίας με τη μεταβολή των ιδιοτήτων πληρώσεως.

Επίσης στο άρθρο του Asteris (2003), επισημαίνεται το ζήτημα της πλευρικής δυσκαμψίας. Η προσοχή επικεντρώνεται στην επίδραση των ανοιγμάτων σε τοιχοποιίες σε διάφορα μοντέλα των οποίων τα μήκη και τα λοιπά γεωμετρικά χαρακτηριστικά ήταν μεταβλητές του προβλήματος (Σχήμα 2.11.).



Σχήμα 2-8: : Three-strut macromodel (El-Dakhkhni et al., 2003).



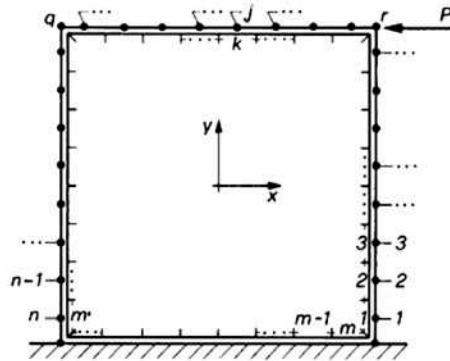
Σχήμα 2-9: FEM idealisation που προτάθηκε από τους Mallick και Severn (1967).

Τα πιο σύνθετα αριθμητικά και υπολογιστικά εξελιγμένα μη γραμμικά μικρομοντέλα αναπτύχθηκαν από τους Mehrabi και Shing (1997), και Shing and Mehrabi (2002), χρησιμοποιώντας ρηγματωμένα στοιχεία (Lofti & Shing, 1991; Lofti & Shing, 1994) προκειμένου να προσομοιωθεί η μορφή αστοχίας έναντι διατμήσεως του στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος και η ολίσθηση των μονάδων τοιχοπλήρωσης μέσω πεπερασμένων στοιχείων επαφής (gap ή contact elements) (Σχήμα 2.11). Άλλοι συγγραφείς (Giambanco et al., 2012, Spada et al., 2009) παρείχαν λύσεις για την προσομοίωση της μηχανικής ενός πλαισίου με τοιχοπλήρωση με τη χρήση μεσοσκοπικής προσέγγισης.

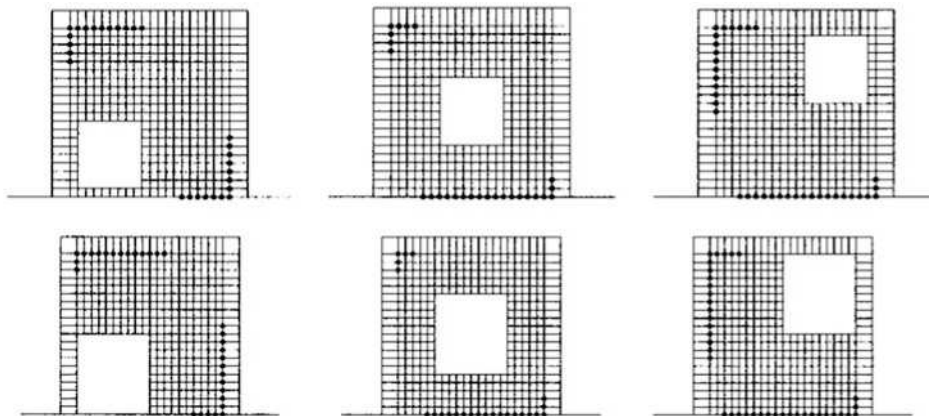
Με βάση μια παρόμοια προσέγγιση, οι Koutromanos et al. (2011) παρείχαν μια αριθμητική /πειραματική σύγκριση δειγμάτων τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Σχήμα 2.12), δοκιμασμένα με οιονεί στατική κυκλική φόρτιση και πλαίσιο πλήρους κλίμακας. Έδειξαν μια καλή συμφωνία της αναπτυγμένης τεχνικής με τα πειραματικά αποτελέσματα από την άποψη της πρόβλεψης της δυναμικής απόκρισης και της διάδοσης των ρωγμών στη τοιχοπλήρωση και το πλαίσιο.

Τα FEM micromodels έχουν επιλεγεί και από ερευνητές οι οποίοι διερεύνησαν το ζήτημα των τοπικών απαιτήσεων αντοχής έναντι διάτμησης που ζητήθηκαν στις περιοχές των κόμβων των μελών των πλαισίων λόγω της αλληλεπίδρασης με τοιχοπληρώσεις υπό πλευρικά φορτία. Οι Fiore,

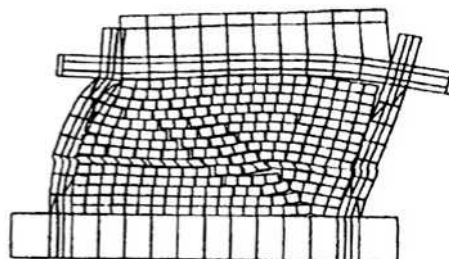
Netti και Monaco (2012) διερεύνησαν την επίδραση αυτών των δυνάμεων μέσω ενός ελαστικού μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων που προέρχεται και από μια ισοδύναμη πειραματική διάταξη. Άλλοι συγγραφείς (Cavaleri et al., 2013, 2014; Doudoumis, 2007) χρησιμοποίησαν μια μικτή τεχνική, υιοθετώντας συνοριακά στοιχεία πλαισίων για μέλη Ω/Σ και στοιχεία κελύφους για τοιχοπληρώσεις. Στο τελευταίο έργο, η έρευνα πραγματοποιήθηκε με ένα μη γραμμικό μοντέλο και δημιουργήθηκε αναλυτικός συσχετισμός μεταξύ συντελεστών κατανομής της διάτμησης σε πλαίσια και γεωμετρικών / μηχανικών χαρακτηριστικών του συστήματος του τοιχοπληρωμένου πλαισίου.



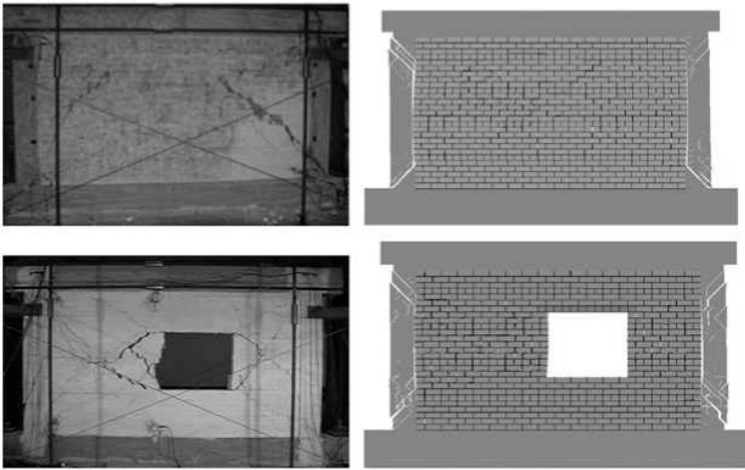
Σχήμα 2-10: Πρότυπο FEM-BEM για το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Paria, 1988)



Σχήμα 2-11: Αξιολόγηση της ακαμψίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα μέσω FE μικρομοντέλων (Asteris, 2003).



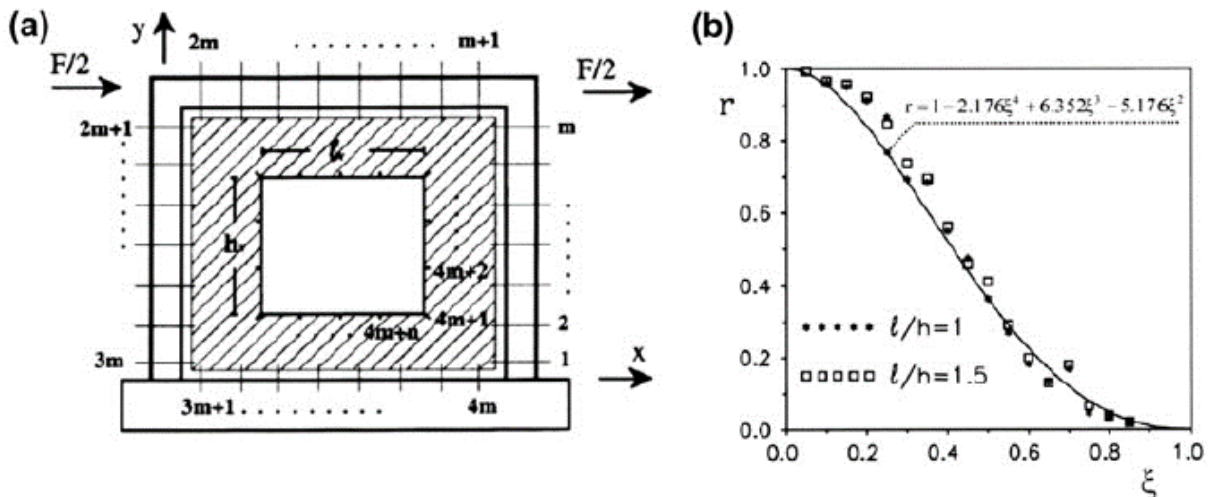
Σχήμα 2-12: Μη γραμμική αριθμητική μοντελοποίηση τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Mehrabi & Shing, 1997).



Σχήμα 2-13: Μη γραμμική αριθμητική μοντελοποίηση τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Koutromanos et al., 2011).

2.4. Το ζήτημα των ανοιγμάτων στις τοιχοποιίες: επιπτώσεις στα μακρομοντέλα

Η παρουσία ανοιγμάτων θυρών ή παραθύρων μέσα στα τοιχοπληρωμένα πλαίσια οδηγεί σε μια επιρροή στην πλευρική αντοχή και δυσκαμψία σε σχέση με την περίπτωση των στερεών τοιχοπληρώσεων. Από γενική άποψη, ο μηχανισμός συνολικής βλάβης, που ενεργοποιείται υπό πλευρικά φορτία, επιτρέπει την τροποποίηση ως συνάρτηση του εύρους του ανοίγματος και της θέσης του εντός του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Ένας αξιολογικός αριθμός μελετών σχετικά με την επίδραση του ανοίγματος σε συστήματα τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι διαθέσιμη στη βιβλιογραφία, οι περισσότερες εκ των οποίων βασίζονται σε πειραματικές έρευνες ή σε αναλυτικές αναλύσεις FE. Μεταξύ των παλαιότερων μελετών, ο Paria (1988), μέσω της συζευγμένης προσέγγισης FEM-BEM, αξιολόγησε την απώλεια ακαμψίας λόγω της παρουσίας κεντρικών επάλληλων ανοιγμάτων σε σχέση με το περίγραμμα του πλαισίου. Βρήκε ότι αυτό για ένα ευρύ φάσμα τιμών, η ακαμψία έχει μια γραμμική απομείωση όταν αυξάνεται το εύρος του ανοίγματος. Βασιζόμενοι σε αυτήν την σχεδόν γραμμική σχέση, άλλοι συγγραφείς ανέπτυξαν την ιδέα να ορίσουν ένα συντελεστή μείωσης για το ισοδύναμο πλάτος της δοκού για να ληφθεί υπόψη η παρουσία των ανοιγμάτων, διατηρώντας την ίδια ιδέα προσομοίωσης. Μερικές από τις σημαντικές μελέτες προς αυτή την κατεύθυνση οφείλονται στον Asteris (2003), ο οποίος, μέσω μιας ανάλυσης ευαισθησίας, προσδιόρισε έναν συντελεστή μείωσης της ακαμψίας σε συνδυασμό με την έκφραση που παρέχεται από τον Mainstone για την αναγνώριση του πλάτους του ισοδύναμου γραμμικού μέλους. Μια παρόμοια προσέγγιση ακολουθήθηκε από τον Paria et al. (2003). Οι συγγραφείς πρότειναν την ακόλουθη αναλυτική έκφραση για τον παράγοντα μείωσης r ως αποτέλεσμα μιας λεπτομερούς αριθμητικής έρευνας (Σχήμα 2.13)



Σχήμα 2-14: Προσδιορισμός της μείωσης του συντελεστή r λόγω της παρουσίας ανοιγμάτων (Paria et al., 2003): (α) Micromodel FE, (β) σχέση r (ξ).

όπου στην υπόθεση συνεχόμενων ανοιγμάτων, η παράμετρος ξ μπορεί να αξιολογηθεί ως η αναλογία μεταξύ του μήκους (ή του ύψους) του ανοίγματος ως προς το μήκος (ή το ύψος) του πλαισίου.

Μια εναλλακτική έκφραση για τον συντελεστή μείωσης προτάθηκε από τους Mondal και Jain (2008). Αυτή τη φορά εξετάστηκε η προέκταση του ανοίγματος σε σχέση με το πλαίσιο σε σχέση με την αναλογία του εμβαδού. Η έκφραση που παρέχεται για τον παράγοντα μείωσης p_w είναι η ακόλουθη

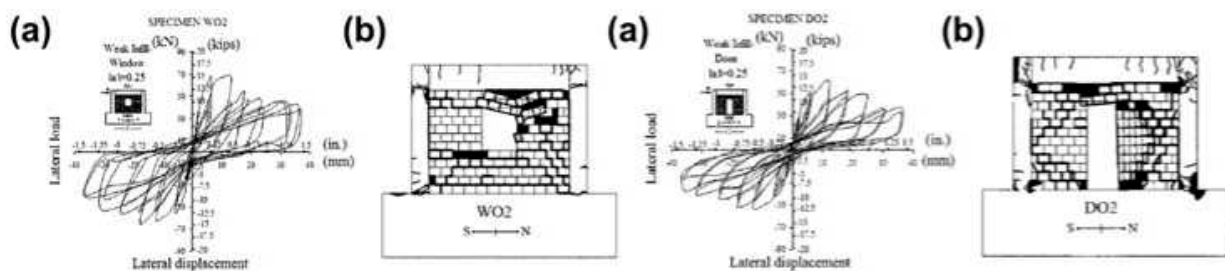
$$p_w = 1 - 2.6aC_0 \quad 2.1$$

aC_0 είναι ο λόγος μεταξύ του εμβαδού του ανοίγματος και του εμβαδού του γεμίσματος. Τέλος, οι συγγραφείς ολοκληρώνουν τη μελέτη τους δηλώνοντας ότι αν το εμβαδό του ανοίγματος είναι μικρότερο από το 5% του εμβαδού του γεμίσματος, η παρουσία του μπορεί να παραμεληθεί, ενώ εάν το εμβαδό ανοίγματος είναι μεγαλύτερο από 40%, η παρουσία του γεμίσματος μπορεί να παραμεληθεί. Μια εναλλακτική σχέση που πρέπει να χρησιμοποιηθεί έχει επίσης διατυπωθεί από την Tasnimi και Mohebkhaib (2011).

Μια ευρεία πειραματική έρευνα για το θέμα πραγματοποιήθηκε από τους Κακαλέτση και Καραγιάννη (2009), οι οποίοι ανέλυναν την κυκλική συμπεριφορά πολλών πλαισίων Ω/Σ πληρωμένων με τοιχοπλήρωση με ανοίγματα διαφορετικών μεγεθών και θέσεων (Σχήμα 2.15). Μέσω των των εμπειρικών αποτελεσμάτων, οι συγγραφείς πρότειναν ένα παραμετρικό μοντέλο για την μονοτονική καμπύλη που θα χρησιμοποιηθεί για την έκφραση του ισοδύναμου μη γραμμικού νόμου. Στην πρόσφατη μελέτη που παρέχεται από τους Decanini et al. (2014), οι συγγραφείς θεώρησαν ότι ένας μεγάλος αριθμός (περίπου 150) πειραματικών και αριθμητικών αναφορών της

βιβλιογραφίας αποδίδει μερικές αριθμητικές εκφράσεις για έναν παράγοντα μείωσης που πρέπει να εφαρμοστεί για την πρόβλεψη, για την αντοχή και την ακαμψία του αντίστοιχου τοίχου παρουσία ανοιγμάτων.

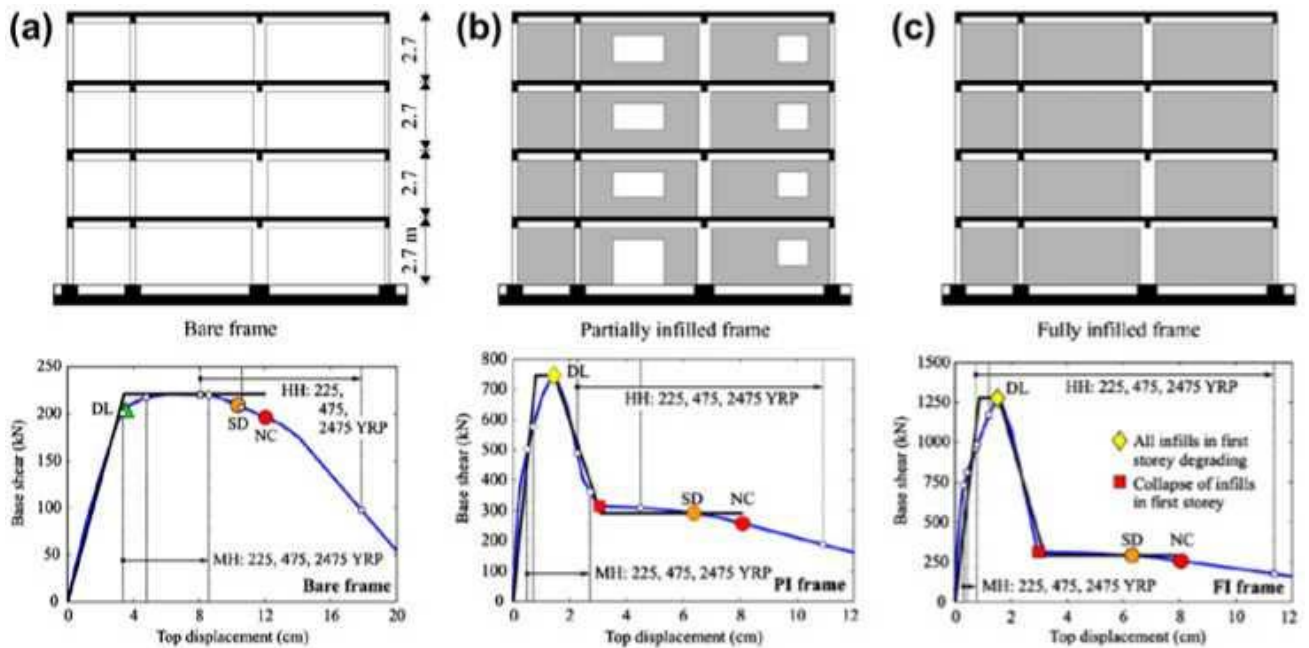
Έχουν διεξαχθεί αρκετές άλλες μελέτες σχετικά με το θέμα. Η πλειονότητα των συγγραφέων συμφωνεί με την υπόθεση ότι η σεισμική συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης είναι πραγματικά ευαίσθητη σε σχέση με τις διαστάσεις και το σχήμα του ανοίγματος. Συγκεκριμένα, αν τα ανοίγματα δεν είναι κεντραρισμένα, εκτός από τη δύναμη και την ακαμψία αλλάζουν και οι μηχανισμοί κατάρρευσης. Από την άλλη πλευρά, παρόλο που πολλοί συγγραφείς προτείνουν τη δυνατότητα χρήσης ενός συντελεστή μείωσης για τον προσδιορισμό του ενεργού πλάτους του ισοδύναμου θλιπτήρα προκειμένου να εξεταστεί η παρουσία των ανοιγμάτων, άλλοι πιστεύουν ότι αυτό δεν είναι αυστηρά σωστό καθώς οι ενεργοποιημένοι μηχανισμοί βλάβης είναι ουσιαστικά διαφορετικοί.



Σχήμα 2-15: Πειραματική έρευνα σε πλαίσια γεμάτα RC με ανοίγματα διαφορετικού μεγέθους και θέσης (Κακαλέτσης & Καραγιάννης, 2009): (α) κυκλικός βρόγχος υστέρησης. (β) μοτίβο ρηγμάτων

2.5. Αποτελέσματα χρήσης ισοδύναμου στύλου σε μοντέλα 2D ή 3D

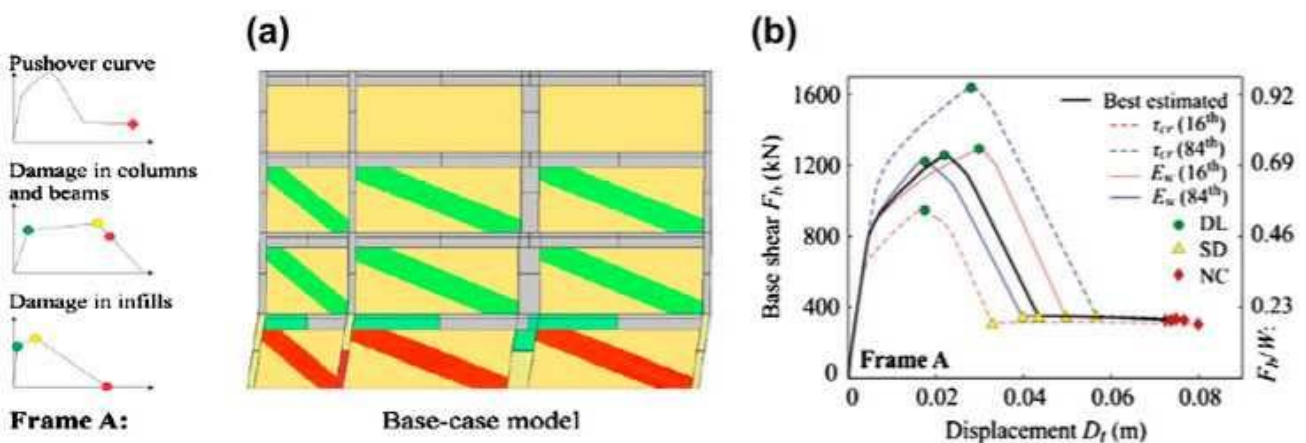
Πολλές μελέτες σχετικά με την αναγνώριση του ισοδύναμου θλιπτήρα περιορίζονται στη θεωρητική εφαρμογή σε ενιαίο όροφο - ενιαίο πλαίσιο. Ωστόσο, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η αλληλεπίδραση μεταξύ τοιχοπληρώσεων και πλαισίων ενέχει, ωστόσο, το κτήριο σε ένα πιο γενικό σύνολο γεγονότων που εξαρτώνται από την κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη και καθ' ύψος. Αυτό σημαίνει ότι παρά την ακρίβεια που χρησιμοποιείται για την αναγνώριση του ισοδύναμου θλιπτήρα, η συνολική δομική απόκριση κυριαρχείται κυρίως από τον μηχανισμό που τελικά ενεργοποιείται. Στο πρόσφατο παρελθόν, λόγω της ταχείας εξάπλωσης των τεχνικών μη γραμμικής ανάλυσης, διάφοροι συγγραφείς είχαν την ευκαιρία να εφαρμόσουν τις αναλυτικές προσεγγίσεις τους σε μοντέλα μεγάλης κλίμακας. Τα αποτελέσματα μερικών σημαντικών μελετών προς αυτή την κατεύθυνση παρουσιάζονται εδώ.



Σχήμα 2-16: Σύγκριση ανάλυσης Pushover σε διαφορετικά μοντέλα πλαισίων (Dolsek & Fajfar, 2008): (α) γυμνό πλαίσιο. (β) γεμισμένο πλαίσιο με ανοίγματα. (γ) πλήρως γεμισμένο πλαίσιο.

Ο Dolsek και ο Fajfar (2008) διερεύνησαν την επίδραση των τοιχοπληρώσεων στην σεισμική απόκριση ενός σκελετού οπλισμένου σκυροδέματος τεσσάρων ορόφων με ανάλυση Pushover (Σχήμα 2.16). Συγκρίθηκαν οι αποκρίσεις των γυμνών πλαισίων και του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Οι τοιχοπληρώσεις σχεδιάζονται ως ισοδύναμοι θλιπτήρες με ένα συγκεκριμένο νόμο δύναμης - μετατόπισης. Στη μελέτη αυτή, είναι σαφές ότι η κατανομή των βλαβών που προέκυπταν από τον μηχανισμό ορόφου είναι αρκετά διαφορετική για κάθε υπόθεση προσομοίωσης. Συγκεκριμένα, η παρουσία των τοιχοπληρώσεων τείνει να μετακινεί τη ζημιά στις χαμηλότερες στάθμες. Ένα δεύτερο συμπέρασμα που μπορεί να συναχθεί είναι ότι η επίδραση της παρουσίας των τοιχοπληρώσεων ως προς την αντοχή και την ακαμψία είναι σημαντική μέχρι μια ορισμένη παραμόρφωση. Στη συνέχεια, η συμβολή της δύναμης και της ακαμψίας τείνει να χυθεί γρήγορα. Ωστόσο, αυτό το συμπέρασμα δεν μπορεί να θεωρηθεί γενικό, αλλά εξαρτάται από τη διατμητική αντοχή και την πλαστιμότητα του πλαισίου, όπως μπορεί να παρατηρηθεί σε μια μετέπειτα μελέτη των Uva et al. (2012). Εδώ, οι συγγραφείς διερευνούν την απόκριση του ίδιου δομικού μοντέλου που μεταβάλλει τη δύναμη των τοιχοπληρώσεων. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι στην περίπτωση ισχυρών τοιχοπληρώσεων, παρά τη σημαντική αύξηση της αντοχής, η τελική μετατόπιση μειώνεται σημαντικά. Παρόμοια συμπεράσματα παρατηρούνται επίσης σε μια άλλη μελέτη των Fiore et al. (2012) όπου διερευνούνται οι τρόποι κατάρρευσης δύο πλαισίων που αντιπροσωπεύουν χαμηλά και μεσαία κτήρια. Συγκεκριμένα, επισημαίνεται ότι η ανάλυση των δομών των τοιχοπληρωμένων πλαισίων πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τα απλουστευμένα 2D πλαίσια και μπορεί να παραμελήσει να εξετάσει τους μηχανισμούς συνολικής κατάρρευσης κάτι που οδηγεί σε εσφαλμένα συμπεράσματα.

Μια πραγματικά διεξοδική ανάλυση των αβεβαιοτήτων που προέκυψαν από την αξιολόγηση των παραμέτρων που διέπουν τις δομές των τοιχοπληρωμένων πλαισίων πραγματοποιήθηκε από τους Celarec et al. (2012). Χρησιμοποιώντας ως δομικό μοντέλο αναφοράς τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Σχήμα 2.17), εξετάζονται πολλές τυχαίες μεταβλητές στη μελέτη, και συγκεκριμένα η ισχύς της τοιχοπλήρωσης και οι μορφές αστοχίας. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με διαγράμματα βρόχων που επιβεβαιώνουν ότι η αβεβαιότητα σχετικά με τα χαρακτηριστικά των γεμισμάτων τοιχοπλήρωσης, ιδιαίτερα η αντοχή των τοιχοπληρώσεων, έχει τη μεγαλύτερη επίδραση στις παραμέτρους σεισμικής απόκρισης. Λαμβάνοντας υπόψη τις αναφερόμενες μελέτες και τα συμπεράσματα άλλων διαθέσιμων στη βιβλιογραφία, μπορεί κανείς να καταλήξει στο συμπέρασμα ότι όταν οι τοιχοπληρώσεις διαμορφώνονται με ισοδύναμους θλιπτήρες μέσα στα δομικά μοντέλα, η συνθήκη κατάρρευσης ολόκληρης της δομής μεταβάλλεται ριζικά και οδηγούμαστε κατά περίπτωση σε διαφορετικούς μηχανισμούς κατάρρευσης που εξαρτώνται από τη δύναμη και την αναλογία ακαμψίας μεταξύ του γεμίματος και του πλαισίου και της θέσης των τοιχοπληρώσεων. Οι μηχανισμοί αυτοί κατάρρευσης μπορεί να περιλαμβάνουν μηχανισμούς μαλακών ορόφων, αστοχία διατμήσεως ή κατάρρευση υποστυλωμάτων λόγω της έντονης μεταβολής του αξονικού φορτίου τους. Για το λόγο αυτό, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι οι φάσεις μοντελοποίησης και ανάλυσης πρέπει να αντιμετωπιστούν προσεκτικά από τους σχεδιαστές.



Σχήμα 2-17: Απόκριση ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου λόγω αβέβαιων παραμέτρων (Celarec et al., 2012): (α) δομικό μοντέλο, (β) καμπύλες Pushover

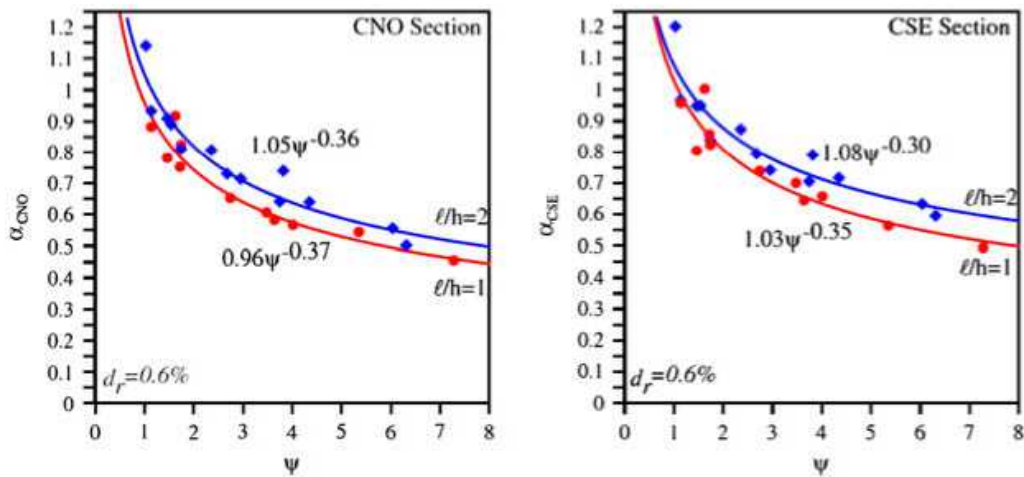
2.6.Πρόσφατες εξελίξεις στην προσέγγιση μακρομοντέλων πλαισίων με τοιχοπλήρωση: Πρόβλεψη τοπικών επιδράσεων διατμητικής αλληλεπίδρασης και έμμεση εκτίμηση

Σε αυτή την ενότητα παρουσιάζονται δύο πρόσφατες τεχνικές μακρομοντέλων. Επιλέχθηκαν για τις καινοτομίες που προτάθηκαν στην προσέγγισή τους στις προκλήσεις της μοντελοποίησης. Το πρώτο

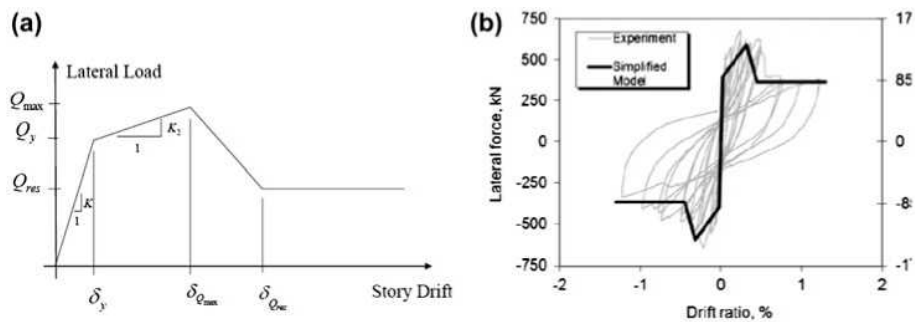
αφορά την αλληλεπίδραση πλήρους πλαισίου στις περιοχές των κόμβων, η οποία, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, αποτελεί ένα αρκετά σημαντικό θέμα για τη μοντελοποίηση. Η τοπική απαίτηση αντοχής έναντι διάτμησης, επί των άκρων των στοιχείων Ω/Σ , μπορεί να προκαλέσει μια απρόσμενη ψαθυρή κατάρρευση του συστήματος. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν πολλαπλά ισοδύναμα μοντέλα θλιπτήρων για την πρόβλεψη της διατμητικής έντασης αν και απαιτούν μια περίπλοκη διαδικασία ταυτοποίησης. Μια πρόσφατη στρατηγική για την κατανόηση του προβλήματος έχει προταθεί από τους Cavaleri και Di Trapani (2014b). Καθορίζοντας μία γραμμική ισοδυναμία πολλαπλών σταδίων μεταξύ ενός μοντέλου με χρήση ισοδύναμου μονού γραμμικού μέλους και ενός ειδικού μικρομοντέλου FE, οι συγγραφείς βρήκαν έναν τρόπο να συσχετίζουν σε κάθε στάδιο το αξονικό φορτίο επί της αντίστοιχης τοιχοπλήρωσης και την διατμητική ένταση στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Η συσχέτιση είναι δυνατή μέσω της παραμέτρου ψ που προσδιορίζει τις ιδιότητες των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Μόλις αναγνωριστεί, η παράμετρος ψ μας επιτρέπει να προσδιορίσουμε τους συντελεστές διανομής της διατμητικής έντασης (α) του πλαισίου, που αντιπροσωπεύουν την αναλογία μεταξύ του αξονικού φορτίου επί της τοιχοπλήρωσης και της πραγματικής τάσης διάτμησης στις κρίσιμες διατομές (Σχήμα 2.18). Οι αναλυτικοί νόμοι Ψ - α έχουν προκύψει μέσω μιας λεπτομερούς αριθμητικής έρευνας.

Η δεύτερη τεχνική παρουσιάστηκε σε μια εργασία Shing και Σταυρίδη (2014), η οποία πρότεινε έναν έμμεσο προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων της ισοδύναμης τοιχοπληρωμένης δομής. Ξεκίνησαν από την εκτίμηση μιας καμπύλης pushover τύπου ASCE 41 για ολόκληρο το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Σχήμα 2.19 (α)) που πρέπει να προβλεφθεί με απλούς κανόνες. Οι κανόνες για τον προσδιορισμό του απλοποιημένου νόμου (Σχήμα 2.19 (β)) έχουν πειραματικά προκύψει από τους συγγραφείς. Στη συνέχεια, οι συγγραφείς εργαζόμενοι με ένα μοντέλο οπτικών ινών που αναπτύχθηκε στο πρόγραμμα Opensees, απέδωσαν ένα συγκεκριμένο μονοαξονικό νόμο στο ισοδύναμο γραμμικό μέλος. Το τελευταίο βαθμονομήθηκε σε σύγκριση με την καμπύλη αντίστασης που λήφθηκε από το μοντέλο ισοδύναμων θλιπτήρων με την απλοποιημένη καμπύλη που προβλεπόταν για το τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Σχήμα 2.20 (α)). Αυτή η τεχνική επιτρέπει τόσο την εκτίμηση της μονοτονικής όσο και της κυκλικής συμπεριφοράς της τοιχοπλήρωσης, με απλή λειτουργία του νόμου τάσης – παραμόρφωσης του ισοδύναμου γραμμικού μέλους.

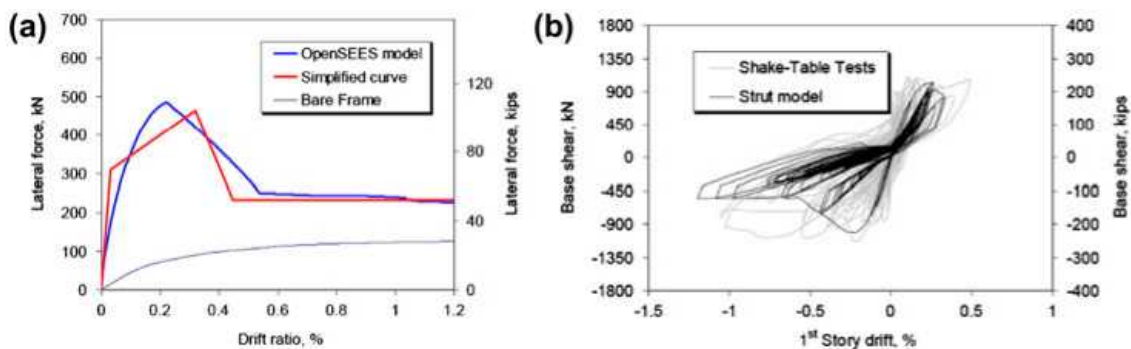
Η αξιοπιστία της μεθόδου επικυρώθηκε με τη σύγκριση των αποτελεσμάτων του μοντέλου ισοδύναμων μελών θλιπτήρων με πειραματικές δοκιμές σε κτήρια πλήρους κλίμακας (Σχήμα 27 (β)).



Σχήμα 2-18: Συντελεστές κατανομής διατμητικής έντασης έναντι συντελεστή ψ για λόγους $l/h = 1$ και $l/h = 2$. Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης και συναρτήσεις παρεμβολής (Cavaleri & Di Trapani, 2014b).



Σχήμα 2-19: Έμμεση εκτίμηση ισοδύναμου γραμμικού μέλους από τον Shing και τον Σταυρίδη (2014): (α) Απλουστευμένος νόμος για την αποφόρτιση των δυνάμεων για το πλαίσιο και το πεδίο εφαρμογής του. (β) σύγκριση της απλοποιημένης καμπύλης με πειραματική δοκιμή.



Σχήμα 2-20: Έμμεση εκτίμηση της ισοδύναμης αντηρίδας από Shing και Σταυρίδη (2014): (α) πρόβλεψη μοντέλου ινών και πρόβλεψη απλουστευμένης καμπύλης. (β) σύγκριση της απόκρισης μοντέλου ισοδύναμων θλιπτήρων με πειραματική δοκιμή

2.7. Συμπεράσματα βιβλιογραφικής ανασκόπησης

Η αλληλεπίδραση πλαισίου - τοιχοπληρώσεων έχει προσελκύσει το ενδιαφέρον των ερευνητών για τα τελευταία 50 χρόνια για την αναγνωρισμένη συνάφεια της στη διαρθρωτική απόκριση των κτηρίων που είναι πλαισιωμένα από Ω/Σ. Ένας μεγάλος αριθμός μελετών και προσεγγίσεων

προσομοίωσης έχει προταθεί από την επιστημονική κοινότητα. Το κεφάλαιο αυτό έδωσε μια κριτική συζήτηση σχετικά με τους τρόπους για να διαμορφωθεί η αλληλεπίδραση πλήρους πλαισίου δίνοντας πρώτα μια γενική επισκόπηση των κύριων τεχνικών που είναι διαθέσιμες στη βιβλιογραφία. Οι τεχνικές αυτές διαιρούνται ουσιαστικά σε δύο βασικές μεθόδους, την προσέγγιση μικρομοντέλου και τη θεώρηση μακροσκοπικών προσεγγίσεων. Η προσέγγιση μικρομοντέλου είναι η πλησιέστερη στην πραγματική φυσική του προβλήματος και επιτρέπει έναν προσδιορισμό της δομικής εντατικής καταστάσεως στην τοιχοπλήρωση και στα μέλη Ω/Σ . Θα πρέπει να είναι ο προτιμότερος τρόπος να προσομοιωθεί αυτό το πρόβλημα αλληλεπίδρασης, αλλά ωστόσο απαιτείται μια μεγάλη υπολογιστική προσπάθεια για την εφαρμογή του. Επιπλέον, οι μηχανικές παράμετροι που απαιτούνται για την ταυτοποίηση του μικρομοντέλου FE δεν είναι πάντα προσδιορίσιμες με εύκολο τρόπο, ειδικά για μη γραμμικές αναλύσεις. Για το λόγο αυτό, αυτή η προσέγγιση δεν ακολουθείται σήμερα στην πράξη, αλλά είναι θεμελιώδης ως αριθμητική υποστήριξη για την εξαγωγή απλουστευμένων μοντέλων.

Από την άλλη μεριά, στην προσέγγιση με μακρομοντελικές μεθόδους, η αντικατάσταση ενός φυσικού στοιχείου (δηλαδή ενός τεμαχίου τοιχοπλήρωσης) με ένα φαινομενολογικό στοιχείο (δηλαδή ένα διαγώνιο θλιπτήρα) αποτελεί έναν πιο απλό τρόπο για τον προσδιορισμό του συστήματος πλαισίου με τοιχοπλήρωση που απαιτεί λιγότερες παραμέτρους και σημαντικά χαμηλότερη υπολογιστική προσπάθεια. Παρά αυτά τα πλεονεκτήματα, αυτή η προσέγγιση στερείται ακρίβειας για να αναπαράγει την πραγματική κατάσταση τάσεων επί των στοιχείων. Για να παρακαμφθεί αυτή η δυσκολία, αναπτύχθηκαν πολλαπλά μακρομοντέλα αντηρίδων. Επιτρέπουν την πρόβλεψη της διατμητικής έντασης σε δοκούς και υποστυλώματα με μέτρια υπολογιστική προσπάθεια, αλλά ειδικά όταν απαιτούνται μη γραμμικές στατικές ή δυναμικές αναλύσεις, είναι απαραίτητη η σωστή βαθμονόμηση κάθε μεμονωμένου λοξού θλιπτήρα.

Κάποια σημαντικά βιβλιογραφικά ευρήματα είναι επίσης τα ακόλουθα:

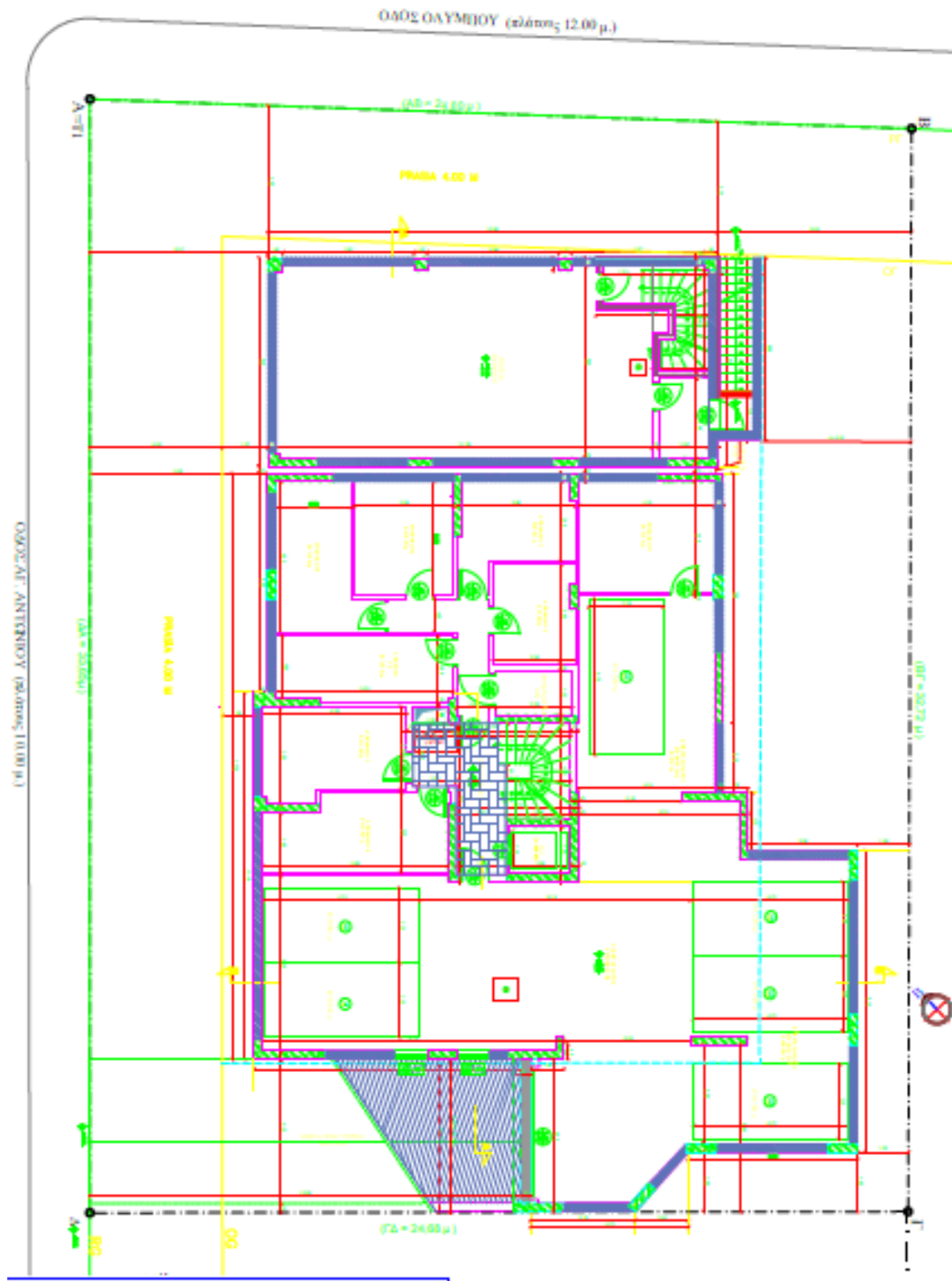
- Το ισοδύναμο πλάτος του λοξού θλιπτήρα εξαρτάται από το βαθμό σύζευξης (γεωμετρικό και μηχανικό) μεταξύ της τοιχοπλήρωσης και του πλαισίου.
- Τα κατακόρυφα φορτία που μεταφέρονται στις τοιχοπληρώσεις επηρεάζουν τόσο την ακαμψία όσο και τη δύναμη.
- Η αντοχή στη διάτμηση εξαρτάται από τη δύναμη διάτμησης του πλήρους πλαισίου αλλά εξαρτάται και από τους πιθανούς μηχανισμούς κατάρρευσης που μπορεί να προκύψουν.
- Μια αξιόπιστη αναπαράσταση της κυκλικής συμπεριφοράς πρέπει να λαμβάνει υπόψη την υποβάθμιση της αντοχής και της ακαμψίας και τα «τσιμπήματα» στους βρόχους υστέρησης.

- Η παρουσία των ανοιγμάτων πρέπει να συμπεριληφθεί προσεκτικά στα μοντέλα. Η συνολική ισχύς και η ακαμψία του συστήματος εξαρτώνται άμεσα από το πλάτος και τη θέση τους.
- Οι τοπικές επιδράσεις αλληλεπίδρασης ενδέχεται να τροποποιήσουν τους μηχανισμούς κατάρρευσης σε περίπτωση αστοχίας έναντι διατμήσεως.
- Είναι δυνατή η έμμεση εκτίμηση των χαρακτηριστικών του ισοδύναμου λοξού γραμμικού μέλους που προσομοιώνει την τοιχοπλήρωση και αντιπροσωπεύει μια ισχυρή εναλλακτική λύση για τις μελλοντικές εξελίξεις.

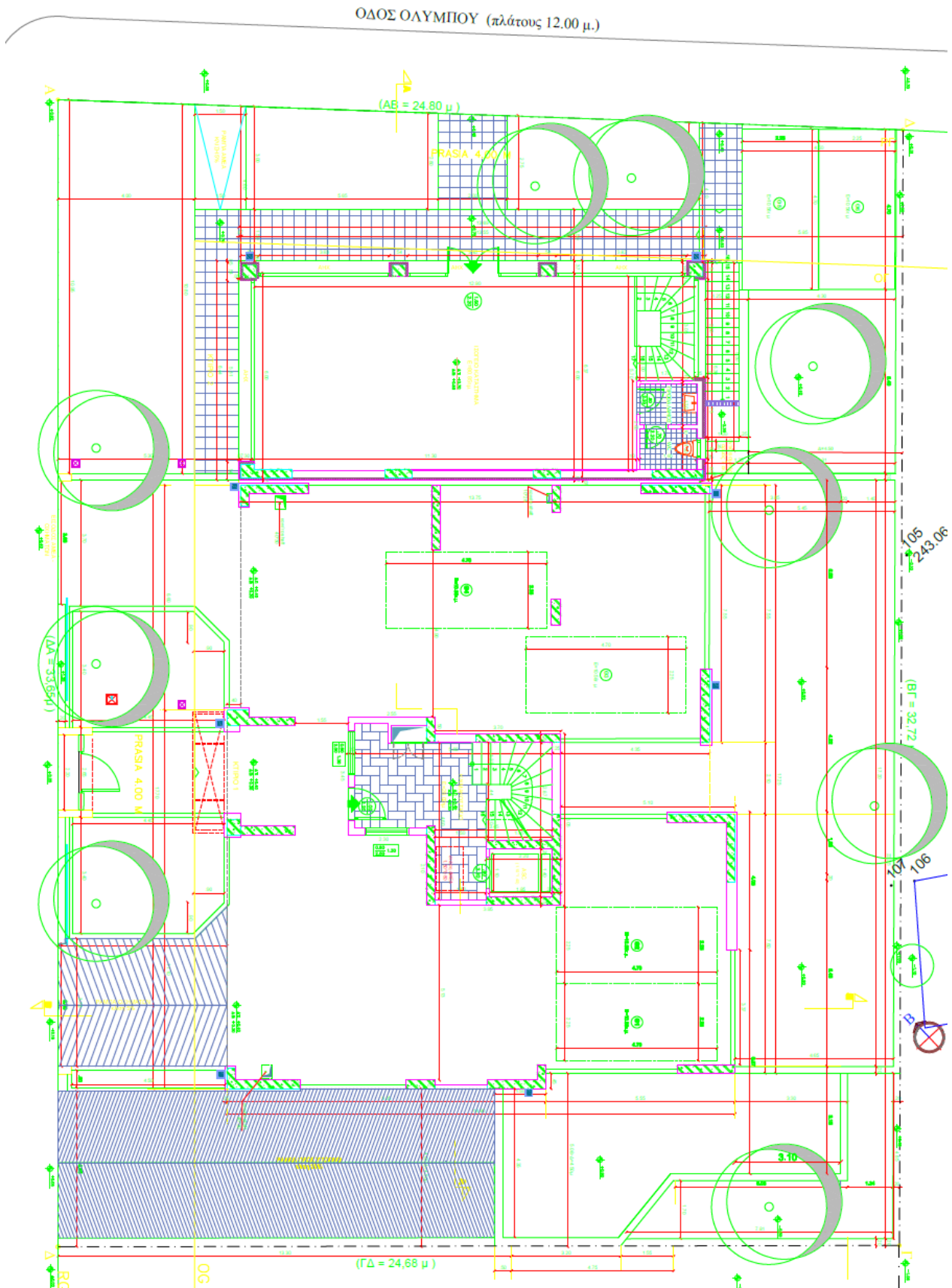
3. Περιγραφή κτηρίου ως μελέτη περίπτωσης

3.1. Γενικά στοιχεία

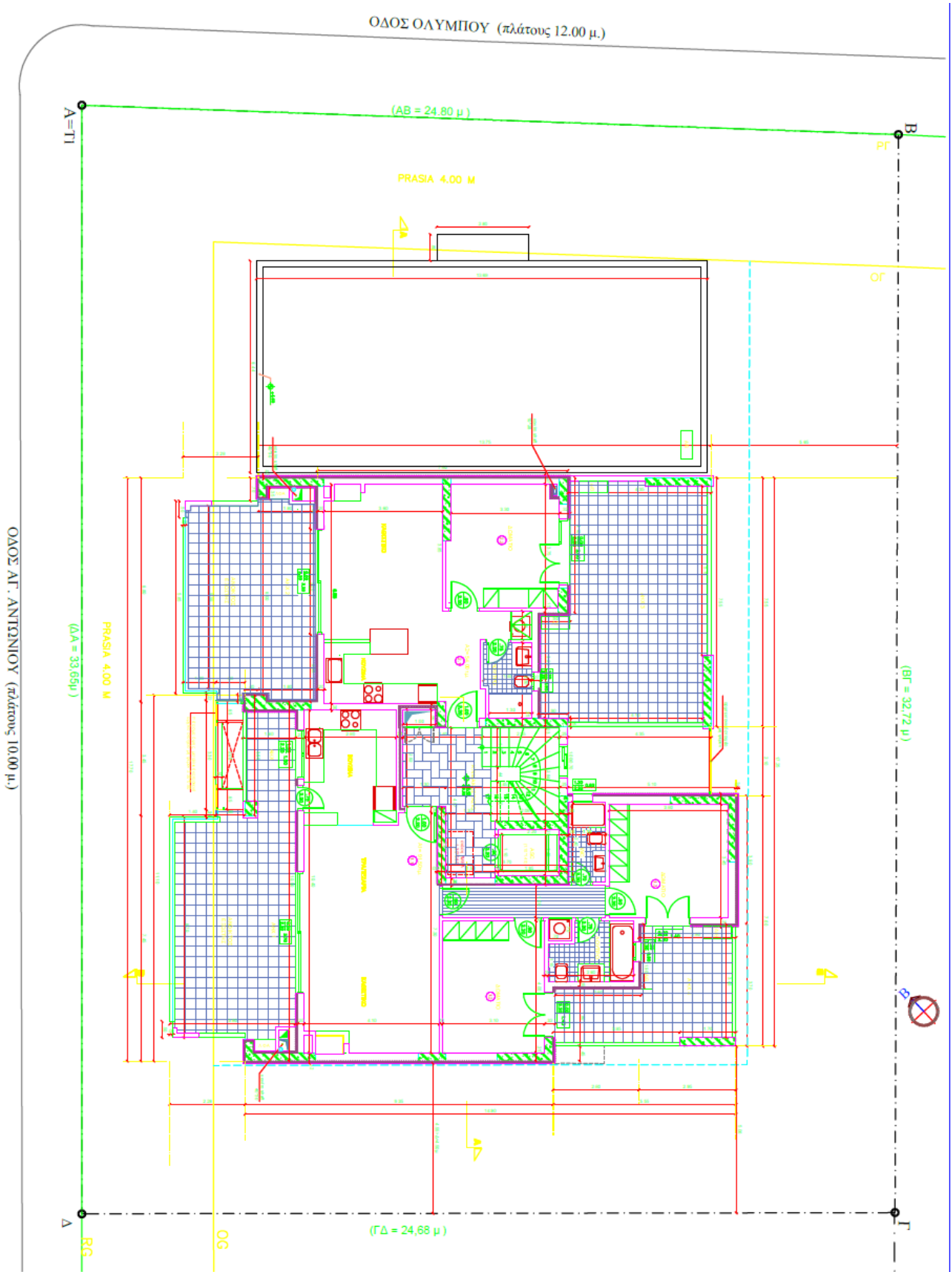
Το υπό μελέτη κτήριο είναι μία πενταώροφη οικοδομή (ισόγειο, Α, Β, Γ, Δ' όροφος, δώμα) από οπλισμένο σκυρόδεμα, με πιλοτή στη στάθμη ισογείου και υπόγειο με θεμελίωση που αποτελείται από σύστημα πεδιλοδοκών. Σε επαφή με την πενταώροφη οικοδομή βρίσκεται ισόγειο κτίσμα με υπόγειο που έχει χρήση εμπορική. Στα πλαίσια της ανάλυσης που θα ακολουθήσει θεωρείται ότι όλη η οικοδομή έχει ενιαία στατική και δυναμική συμπεριφορά (ισόγειο κατάσταση σε επαφή με το πενταώροφο κτήριο). Η οικοδομή αυτή βρίσκεται στο Δήμο Βριλησίων Αττικής και έχει κατασκευαστεί το 2018 με βάση τους πιο πρόσφατους αντισεισμικούς κανονισμούς (Ευρωκώδικες σκυροδέματος και αντισεισμικών, EC2, EC8). Είναι κατασκευασμένη εξ ολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σύμφωνα με την μελέτη χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και χάλυβας B500C. Η ζώνη σεισμικότητας λήφθηκε ίση με αυτήν της περιοχής Ι με συντελεστή $a_g=0.16g$ και το έδαφος λήφθηκε κατηγορίας Β. Συνολικά το εμβαδόν υπογείου για την πενταώροφη οικοδομή είναι ίσο με $309.36m^2$, το εμβαδόν ισογείου πιλοτής είναι ίσο με $79.5m^2$ και του υπολοίπου ισογείου χώρου $120m^2$, ενώ οι ανωτέρω όροφοι είναι τυπικοί με συνολικό εμβαδόν έκαστος $200m^2$, αποτελούμενοι από δύο διαμερίσματα σε κάθε στάθμη, ένα των $90m^2$ και ένα μεγαλύτερο των $119m^2$. Το συνολικό ύψος της κατασκευής είναι $15.4m$. Οι ξυλότυποι, οι κατόψεις και οι τομές του κτηρίου, με βάση την αρχική μελέτη φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα και σε καθένα εξ αυτών ακολουθούν κάποιες βασικές επεξηγήσεις. Σημειώνεται πως επιλέχθηκε να μελετηθεί το εν λόγω κτήριο γιατί αφενός είναι εφικτό να διερευνηθεί πώς επηρεάζει τη σεισμική του συμπεριφορά η προσθήκη τοιχοπλήρωσης (ασθενούς ή ισχυρής) και το ενδιαφέρον κομμάτι είναι το γεγονός πως το κτήριο αυτό είναι σχεδιασμένο πλήρως κατά τους σύγχρονους κανονισμούς, άρα οι τυχόν ανεπάρκειες που μπορεί να προκύψουν δεν οφείλονται σε πιθανώς ανεπαρκείς διατάξεις κανονισμών όπως συνέβαινε σε παλαιότερα κτήρια. Επίσης θα εξεταστεί πώς μεταβάλλεται η δυναμική συμπεριφορά του κτηρίου σε περίπτωση που προστεθεί στο δώμα του μια μεγάλη συγκεντρωμένη μάζα, όπως είναι αυτή μιας πισίνας. Εκ νέου διερευνάται αν είναι προτιμότερο το κτήριο να μείνει με την παρούσα διάταξή του (πιλοτή) ή αν είναι αναγκαίο να προστεθούν τοιχοπληρώσεις (ασθενή ή ισχυρά) στην ιδιάζουσα περίπτωση που προστεθεί πισίνα στην ανώτερη στάθμη του. Άρα 3 στοιχεία εξετάζονται συνδυαστικά: η επιρροή (πιθανότατα δυσμενής) της ύπαρξης πιλοτής, η επιρροή της προσθήκης τοιχωμάτων και η μεταβολή των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτηρίου σε περίπτωση ύπαρξης μεγάλης συγκεντρωμένης μάζας στην ανώτερη στάθμη.



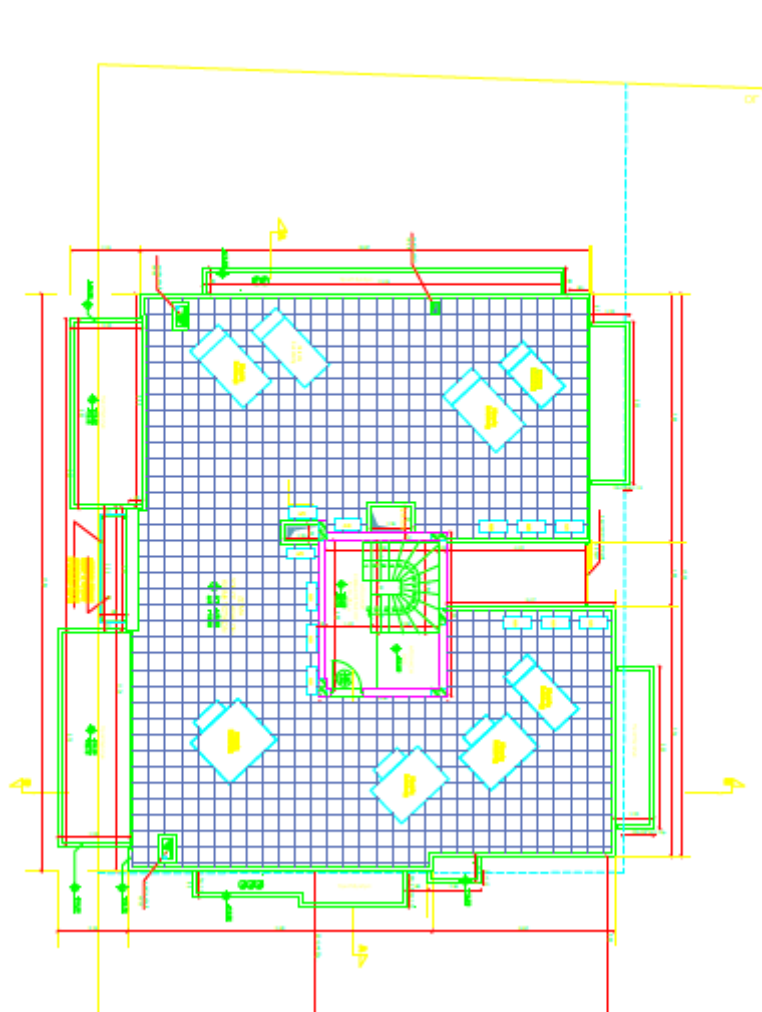
Σχήμα 3-1: Κάτοψη υπογείου



Σχήμα 3-2: Κάτοψη ισογείου (Pilotis)

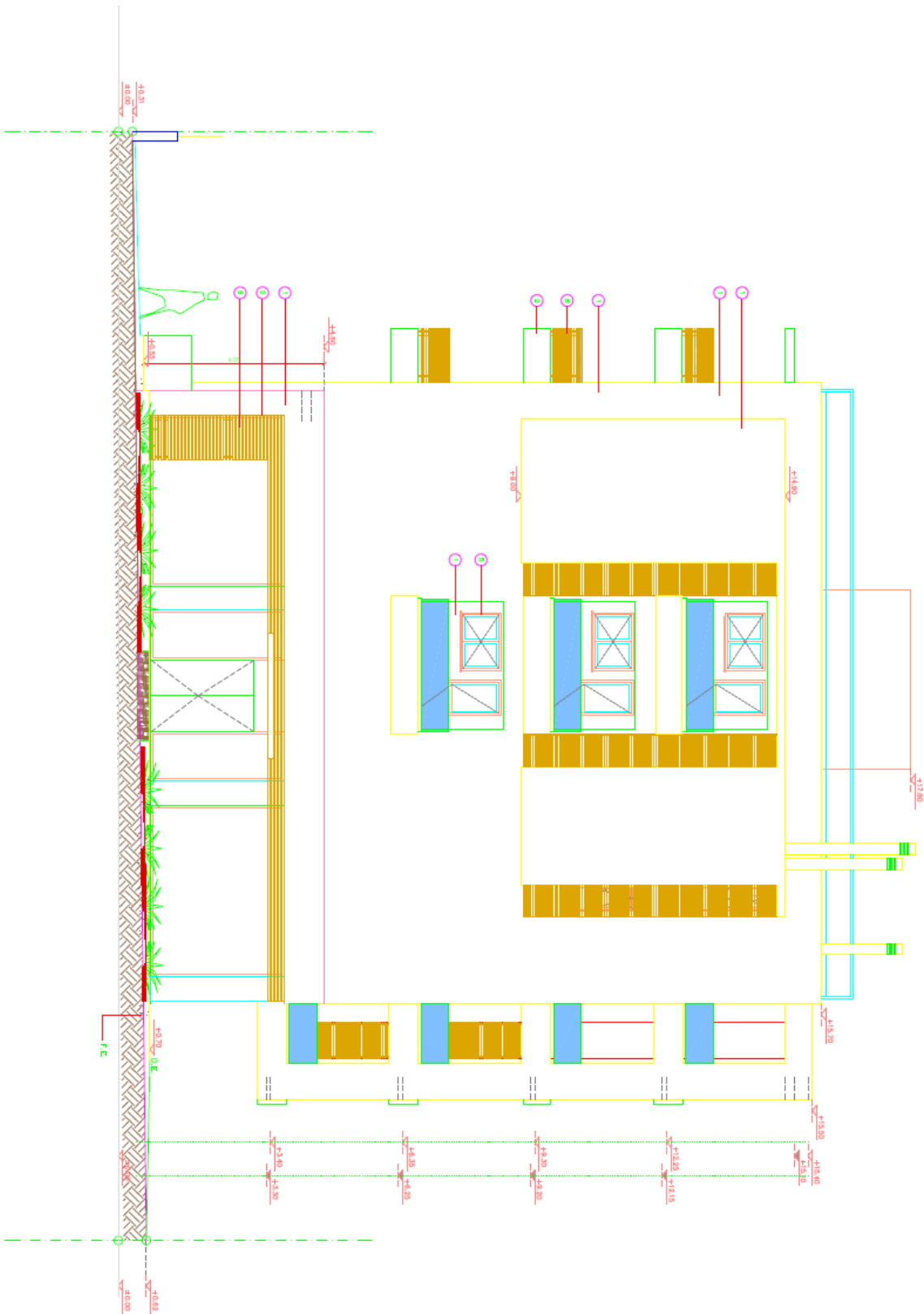


Σχήμα 3-3: Κάτοψη τυπικού ορόφου

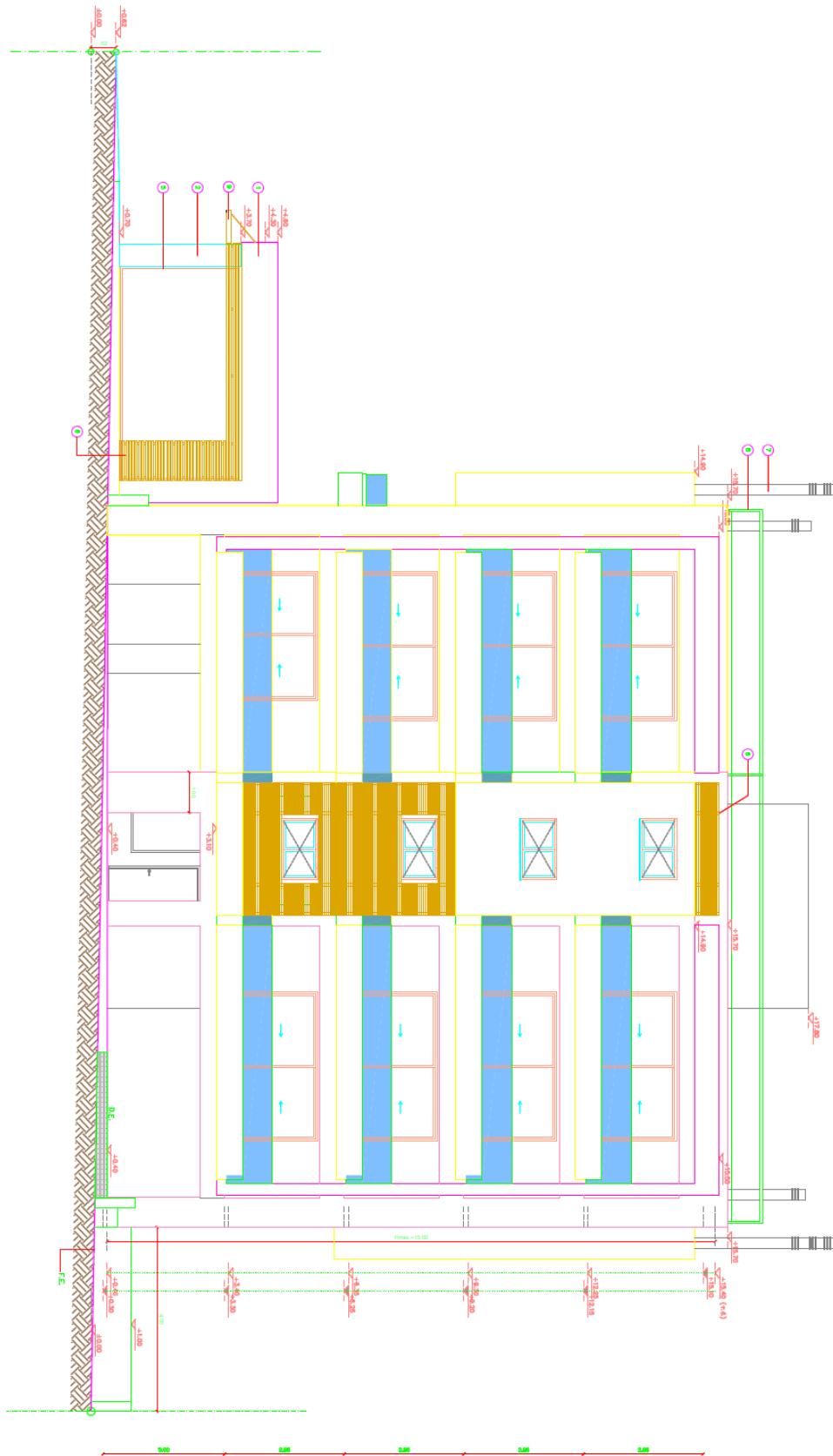


Σχήμα 3-4: Κάτοψη δώματος

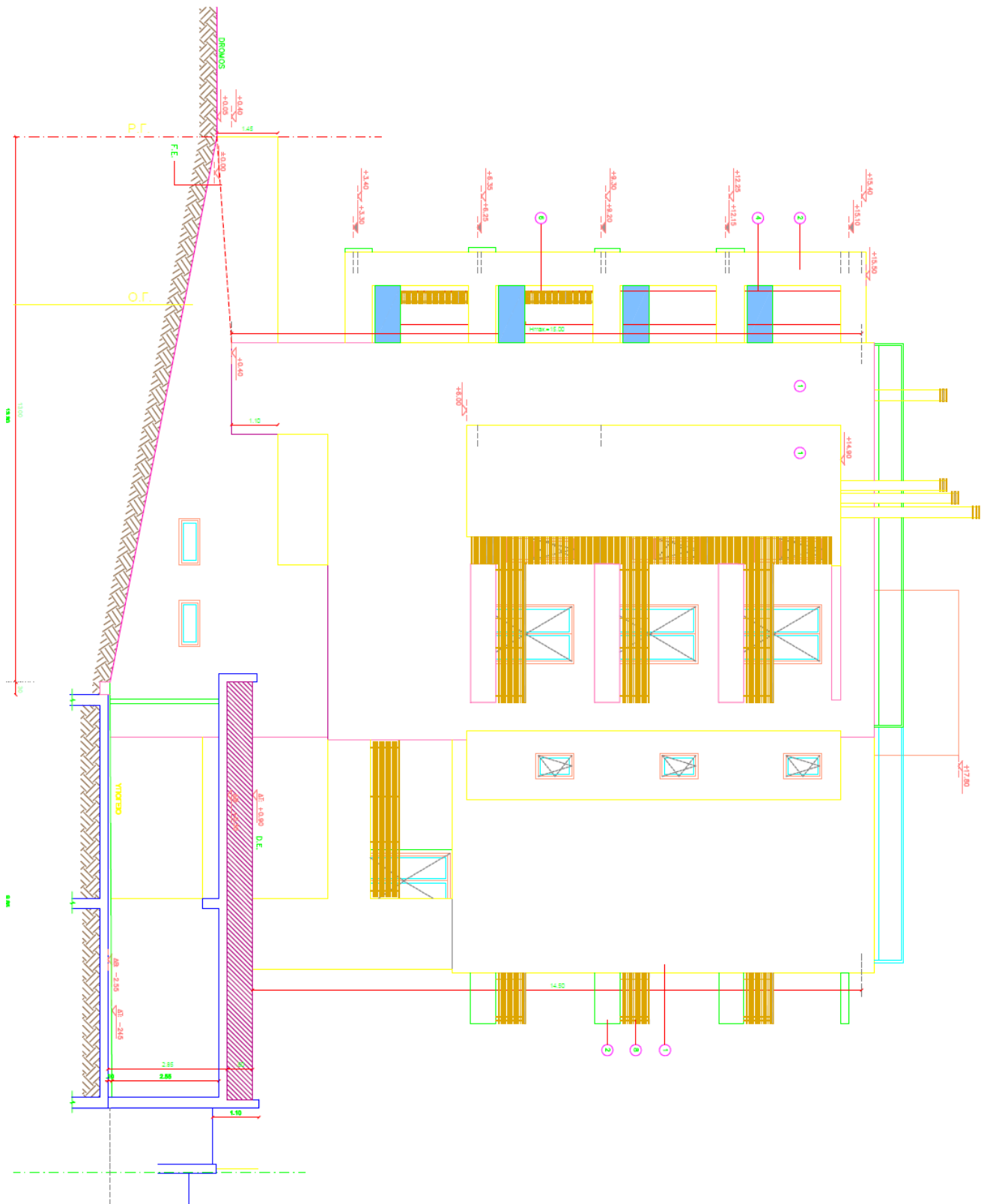
Όπως φαίνεται καταρχήν από τις παραπάνω κατόψεις, το κτήριο παρουσιάζει μια σχετική κανονικότητα σε κάτοψη (περίπου ορθογωνικό) όσον αφορά τη γεωμετρία του, ωστόσο από πλευράς δυσκαμψίας δεν υπάρχει κανονικότητα καθώς στο ισόγειο υπάρχει μια περιοχή ίση περίπου με το μισό εμβαδόν του τυπικού ορόφου, η οποία αποτελείται αποκλειστικά από υποστυλώματα και τοιχία (πilotή) άρα ο ισόγειος όροφος είναι εμφανώς ασθενέστερος από πλευράς x, y δυσκαμψίας σε σχέση με τους υπερκείμενούς του. Επιπλέον, ένα στοιχείο μη κανονικότητας είναι ο εσωτερικός διάδρομος μέσω του οποίου επικοινωνούν τα 2 διαμερίσματα. Εν γένει, οι όροφοι έχουν αρκετά μεγάλα ανοίγματα στα διαμερίσματά τους (παρατηρούνται ανοίγματα στα σαλόνια ακόμα και 10 μέτρα περίπου). Κατά τα άλλα παρατηρείται ότι το εν λόγω κτίσμα είναι αρκετά μεγάλου εμβαδού και μάζας και σε συνδυασμό με τα παραπάνω στοιχεία μη κανονικότητας (piloti, εσωτερικοί διάδρομοι κλπ.) θα πρέπει να διερευνηθεί με μια προκαταρκτική δυναμική ανάλυση κατά πόσον είναι στρεπτικά ευαίσθητο και αν είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψιν και ανώτερες ιδιομορφές (πάνω από 3 που συνήθως αποτελούν αθροιστικά ποσοστό συμμετοχής μάζας $>90\%$ αν το κτήριο δεν είναι εύστρεπτο).



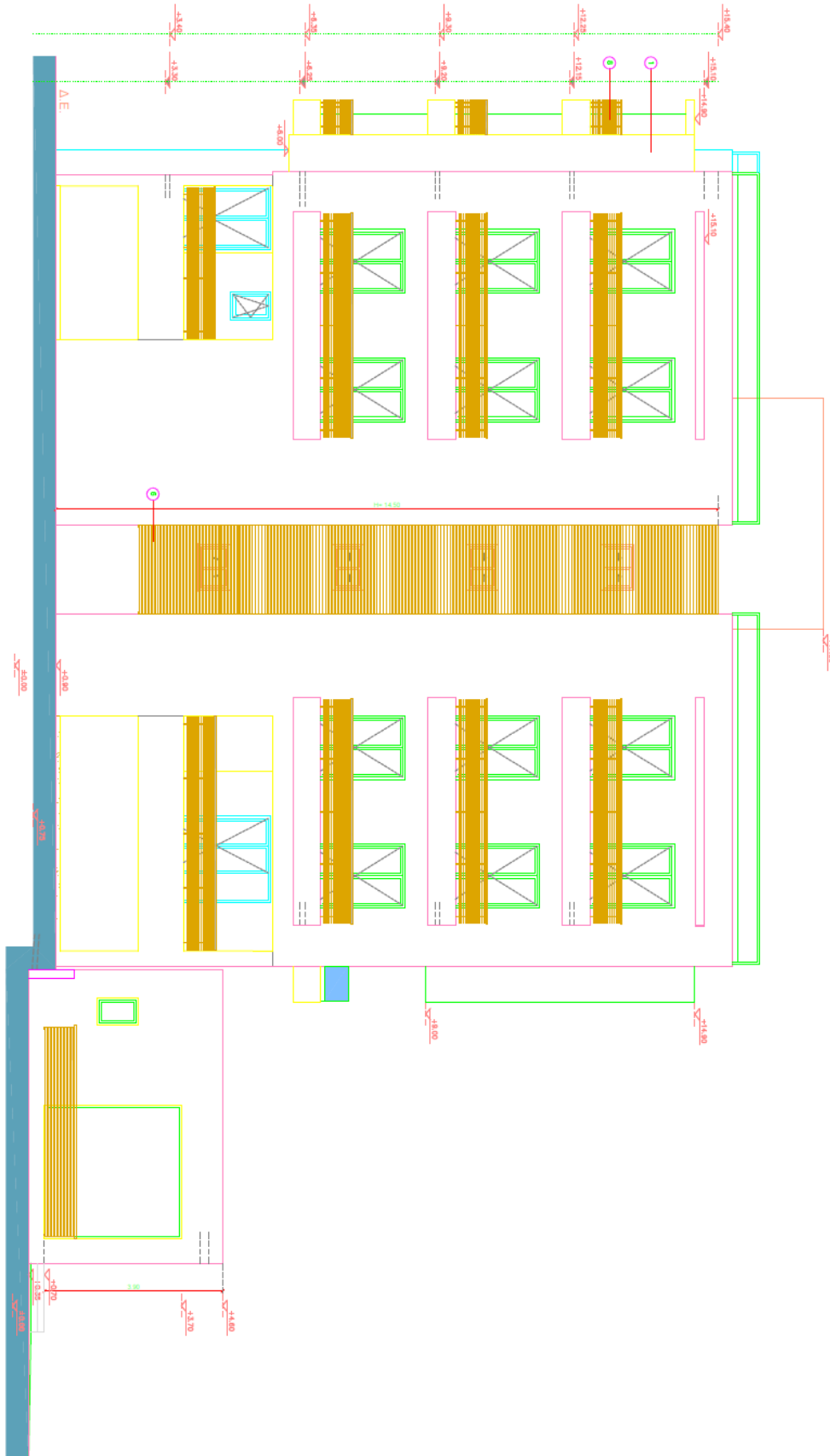
Σχήμα 3-5: Βορειοανατολική όψη



Σχήμα 3-6: Βορειοδυτική όψη

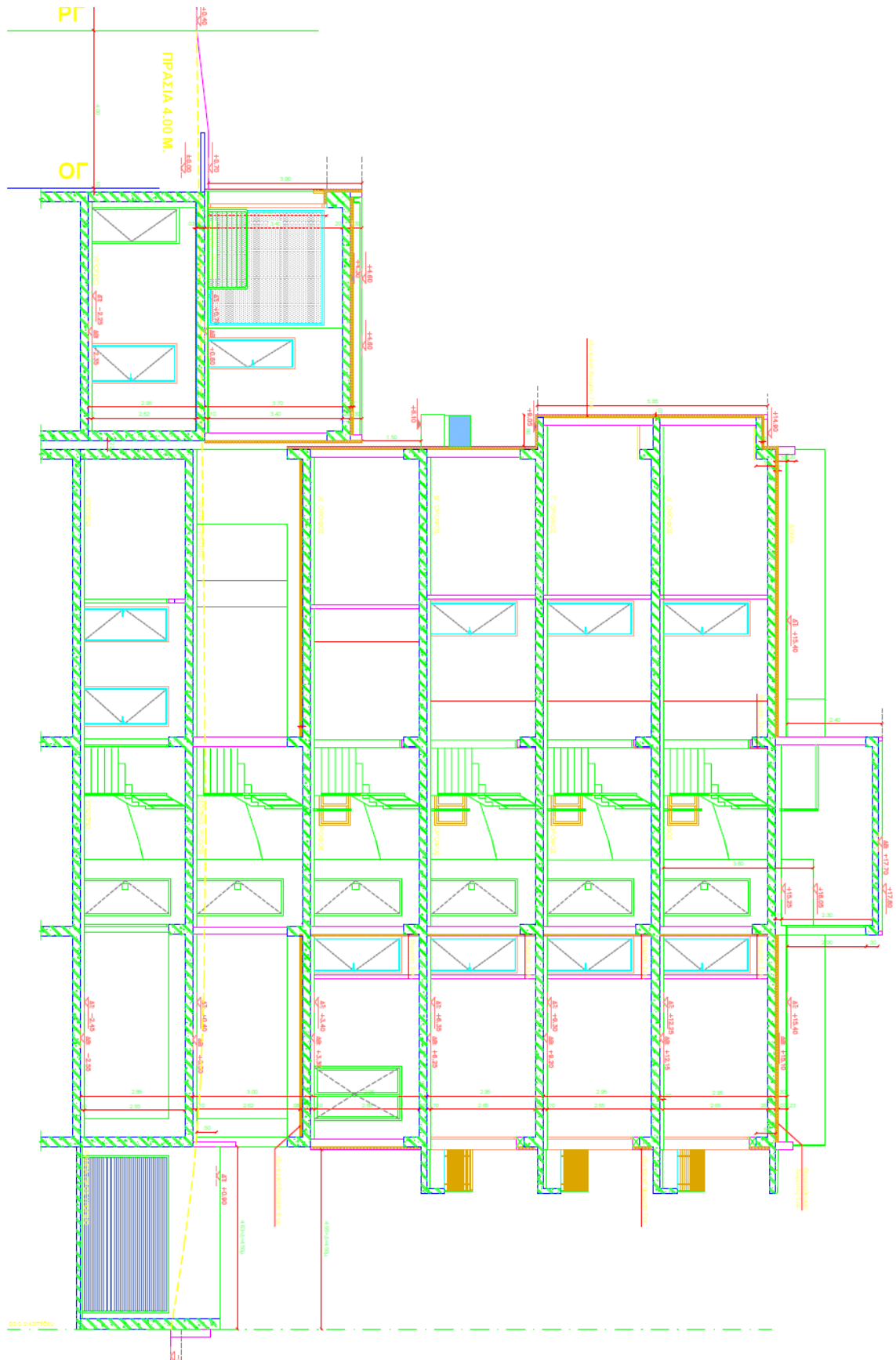


Σχήμα : Νοτιοδυτική όψη

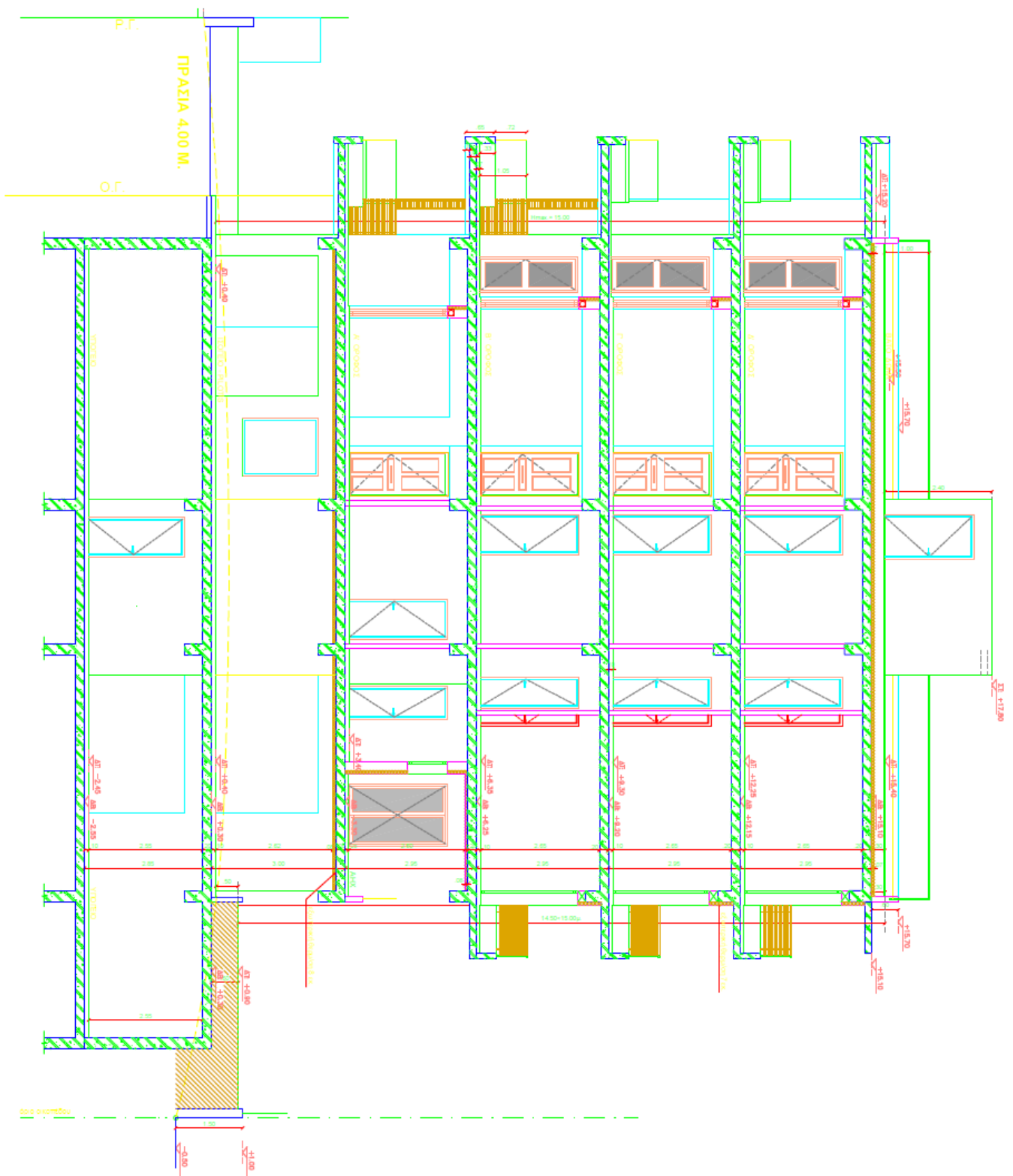


Σχήμα 3-7: Νοτιοανατολική όψη

ΤΟΜΗ Α - Α



Σχήμα 3-8: Τομή Α-Α

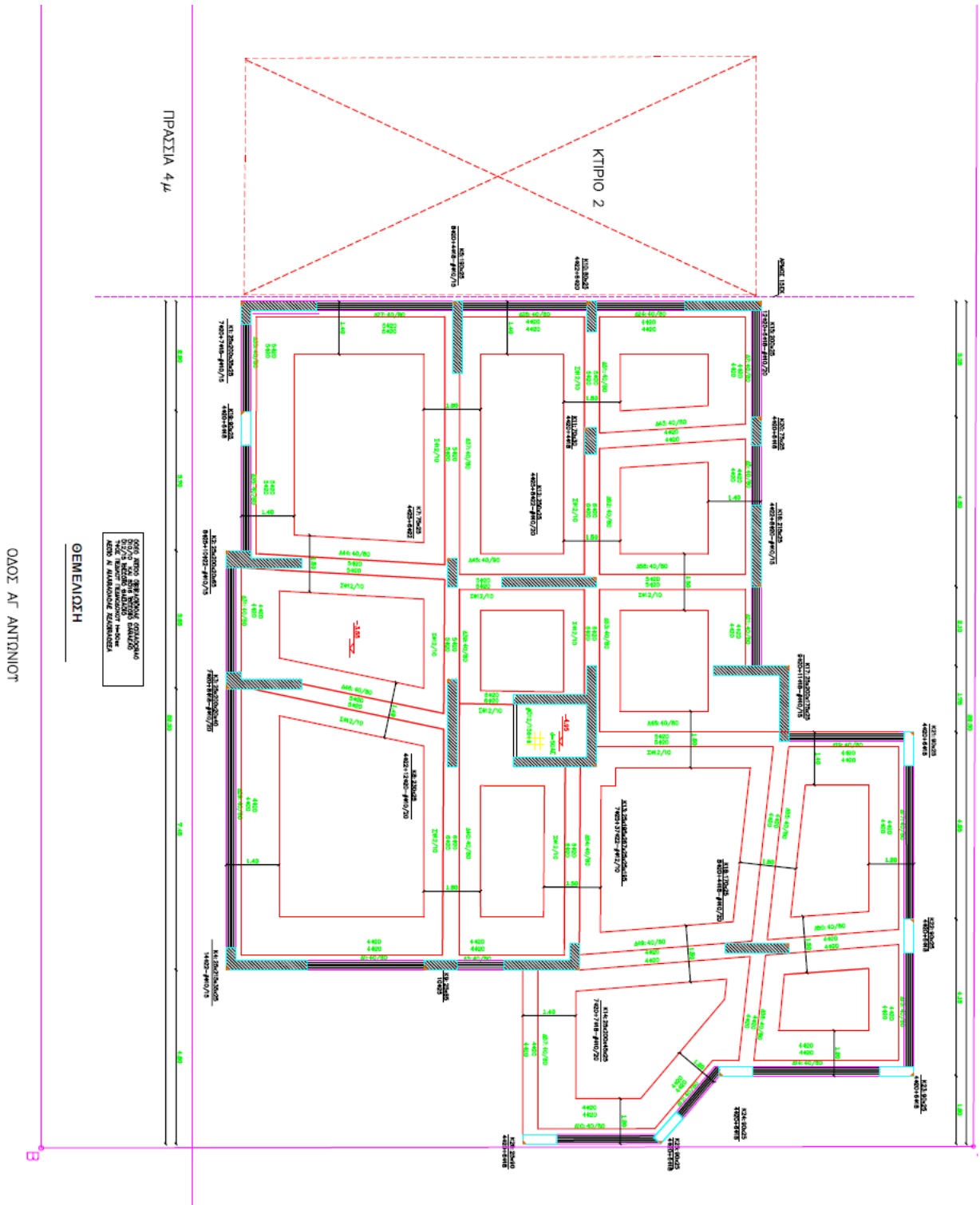


Σχήμα 3-9: Τομή B-B

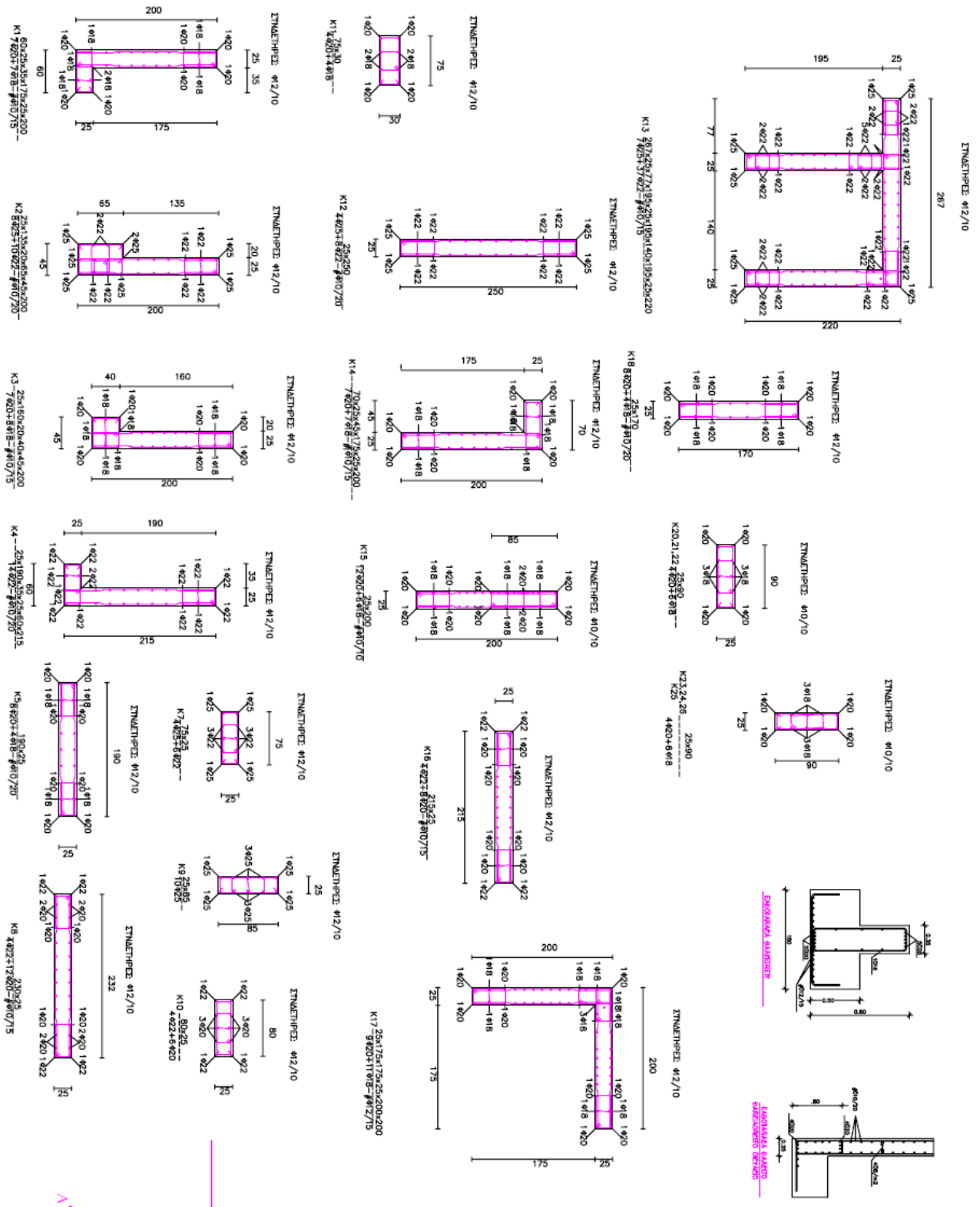
Είναι εμφανές από τις παραπάνω όψεις και τομές του κτηρίου ότι η προσθήκη τοιχοπλήρωσης στη στάθμη του ισόγειου θα λάβει χώρα στη βορειοανατολική και βορειοδυτική όψη όπου εμφανίζονται και τα μεγαλύτερα ανοίγματα εισόδου εξόδου για διέλευση πεζών και οχημάτων, τα οποία ακολούθως θα οδηγούνται προς τα γκαράζ της υπόγειας στάθμης. Η θέση της πισίνας θα είναι στα βορειοδυτικά του δώματος. Πρέπει να σημειωθεί πως ενώ έχουμε ουσιαστικά ένα κτήριο με ενιαία δυναμική συμπεριφορά, πρακτικά το κτήριο διαιρείται σε 3 τμήματα: τα μικρά διαμερίσματα 4 ορόφων, τα μεγαλύτερα διαμερίσματα 4 ορόφων, και το ισόγειο κατάστημα. Σημειώνεται πως το ισόγειο κατάστημα δεν συνυπολογίστηκε στις Pushover αναλύσεις καθώς είναι ανεξάρτητο από τον υπόλοιπο κτηριακό όγκο. Τα μικρά με τα μεγάλα διαμερίσματα είναι ενωμένα με ενδιάμεσα μέλη (δοκούς) και τοιχοπλήρωση. Επίσης ένα άλλο στοιχείο που πρέπει να προσεχθεί είναι η ύπαρξη προβόλων (μπαλκονιών) μεγάλου πλάτους ιδιαίτερα στην πλευρά των μεγάλων διαμερισμάτων. Όλα τα παραπάνω είναι μικρά στοιχεία μη κανονικότητας καθ' ύψος που ενδεχομένως να παίζουν ρόλο στην τελική στατική συμπεριφορά.

3.2.Δομικά μέλη κτηρίου

Εξετάζονται τα στατικά στοιχεία του κτηρίου από το υπόγειο και προς το δώμα. Στη στάθμη του υπογείου χρησιμοποιείται σύστημα θεμελίωσης πεδιλοδοκών. Οι διαστάσεις αυτών είναι 40x80 και οπλίζονται με 4Φ20 και μόνο σε 2 πεδιλοδοκούς που βρίσκονται κεντρικά της κάτοψης οι οπλισμοί αυξάνονται σε 5Φ20 και σε 1 περίπτωση σε 6Φ20 (άνω και κάτω σίδερα ίδια στη στάθμη θεμελίωσης). Συνολικά έχουμε 57 μέλη πεδιλοδοκών και 26 μέλη υποστυλωμάτων (ή και τοιγίων) τα οποία έρχονται από τις ανώτερες στάθμες του κτηρίου. Σημειώνεται πως σε αρκετές περιπτώσεις οι πεδιλοδοκοί έχουν λοξότητα λόγω ιδιάζουσας γεωμετρίας. Ο κάρναβος των υποστυλωμάτων δεν ακολουθεί κάποια πλήρως κανονική διάταξη. Τα υποστυλώματα του υπογείου (όπως φυσικά και αυτά των ανωτέρων σταθμών) έχουν ποικιλομορφία ως προς τις διαστάσεις τους (πχ παρατηρούνται υποστυλώματα διαστάσεων 200x25, 75x25, 215x25, γωνιακά 25x200x175x25, 90x25, 25x85, γωνιακά 25x200x20x40, 25x200x20x65, 25x200x35x25, 190x25, 70x30 κλπ.). Όσον αφορά τα ίδια τα πέδιλα είναι είτε κεντρικά (150x150 με ύψος 80cm) είτε έκκεντρα στις πλευρές της κάτοψης. Οι οπλισμοί κάτω που τίθενται γενικά στα πέδιλα είναι Φ12/15. Στα υποστυλώματα που έρχονται από τις άνω στάθμες τίθενται γενικά 6Φ18+4Φ20 διαμήκης οπλισμός (οπλισμός κορμού + οπλισμός στις άκρες της διατομής) ενώ μπαίνουν και οπλισμοί μορφής S στον κορμό της διατομής για αποφυγή φαινομένων λυγισμού. Οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων γενικά τίθενται Φ10/10 ή Φ12/10. Σε περίπτωση γωνιακών υποστυλωμάτων ή στα τοιχεία περιμετρικά της κλίμακας η διάταξη των οπλισμών είναι πιο πυκνή (όπως άλλωστε παρατίθεται στους ξυλοτύπους ακολούθως) και μπαίνουν σίδερα μεγαλύτερων διατομών Φ22 ή και Φ25.



Σχήμα 3-10: Ξυλότοπος θεμελίωσης υπογείου



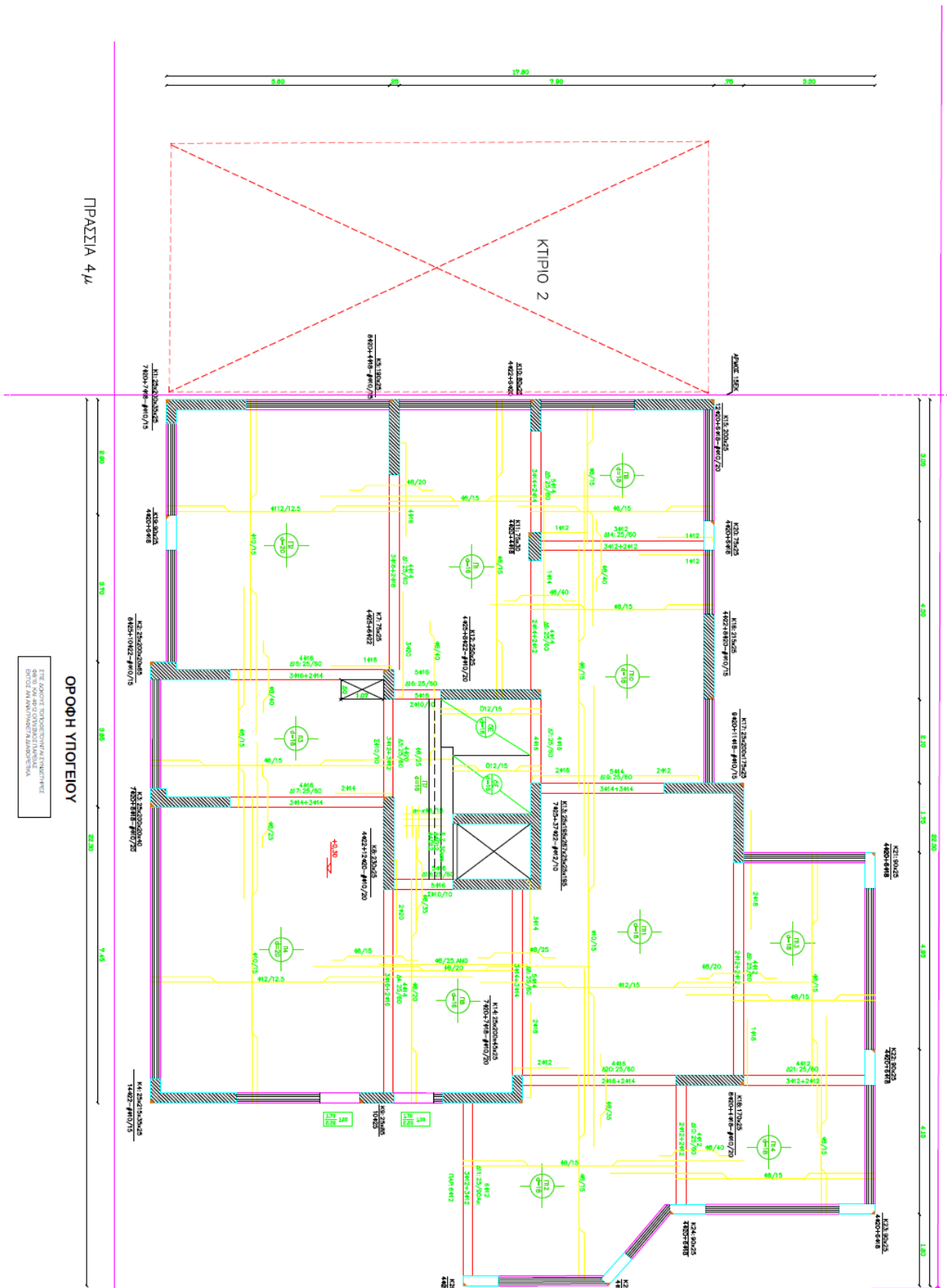
Σχήμα 3-11: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες μελών υπογείου

Όσον αφορά τις ανώτερες στάθμες, ξεκινώντας από τη στάθμη οροφής υπογείου, έχουμε συνολικά 14 πλάκες με πάχος που διακυμαίνεται από τους 16-20 πόντους (συνηθέστερο πάχος οι 18 πόντοι, μικρότερο πάχος άνωθεν των τμημάτων του κλιμακοστασίου και μεγαλύτερο πάχος μόνο στην πλάκα Π4 (20cm) λόγω αυξημένων διαστάσεων σε σχέση με τις υπόλοιπες. Η πλειονότητα των πλακών είναι τετραέρειςτες στην οροφή υπογείου και οι οπλισμοί τίθενται και στις δύο διευθύνσεις. Συνηθέστερη διάταξη που προέκυψε από την επίλυση είναι Φ8/15 ή Φ10/15. Οι δοκοί οροφής υπογείου είναι όλες διαστάσεων 25x60 και παρατηρείται μια μεγάλη ποικιλία σε διαμέτρους διαμήκων οπλισμών αλλά και σε διατάξεις (καθώς υπάρχουν δοκοί με μεγάλα μήκη αλλά και πολύ μικρά κατά τόπους). Οι διάμετροι κυμαίνονται από Φ10 μέχρι Φ20. Στα υποστυλώματα επικρατούν οι συνθήκες που περιγράφηκαν σχετικά προηγουμένως στα υποστυλώματα υπογείου.

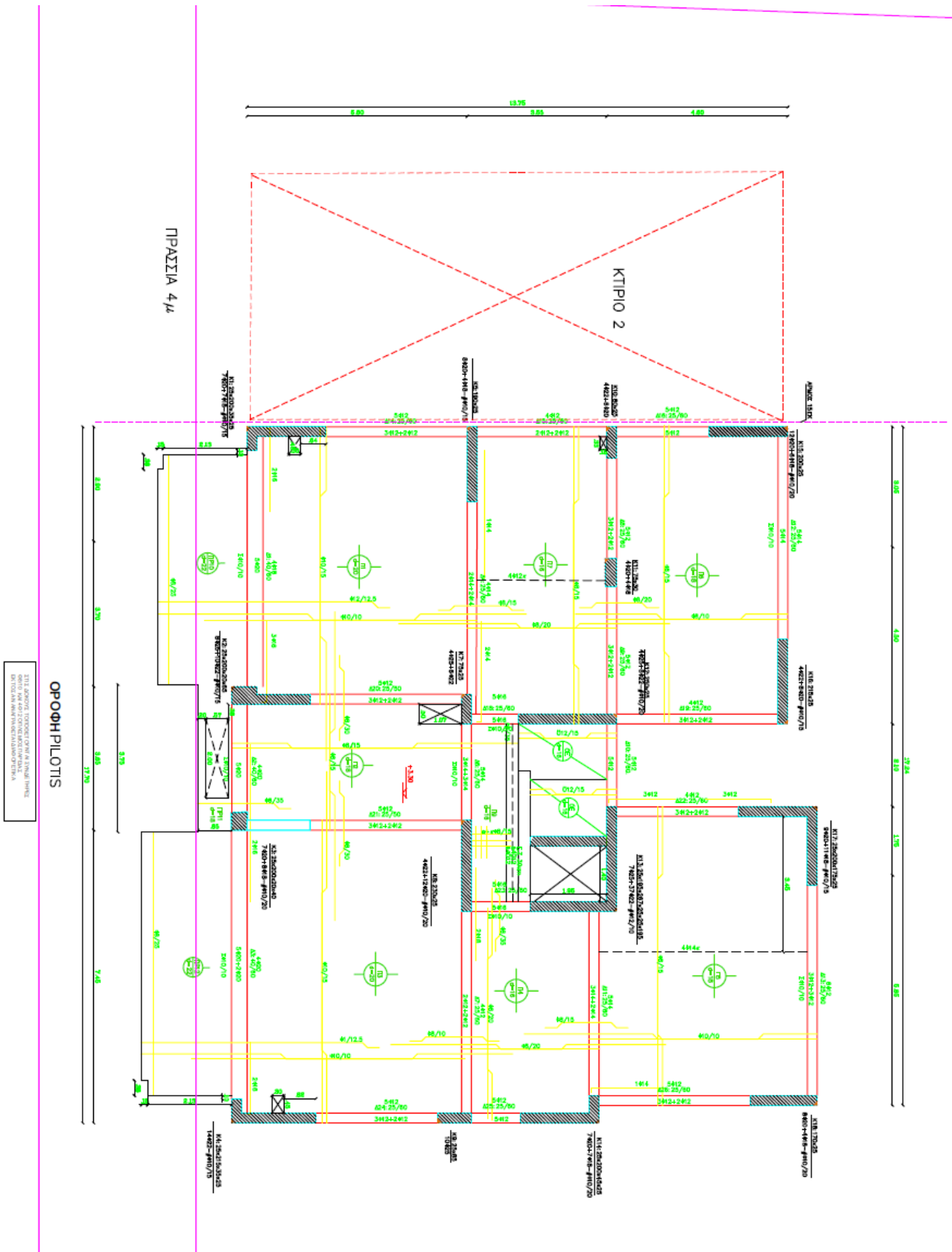
Οι διαφοροποιήσεις στους ανώτερους ορόφους (τυπικούς) είναι οι ακόλουθες:

- Πρόβολοι με μεγαλύτερο πάχος από αυτό των πλακών 22cm
- Οπλισμός προβόλων Φ8/25 στη διαμήκη διεύθυνση. Στην εγκάρσια προεκτείνονται όλα τα σίδερα των εκάστοτε γειτονικών πλακών στον πρόβολο.
- Στις δοκούς τοποθετούνται γενικά συνδετήρες Φ8/10
- Οπλισμός παρειάς δοκών 4Φ12 (στη γενική περίπτωση)

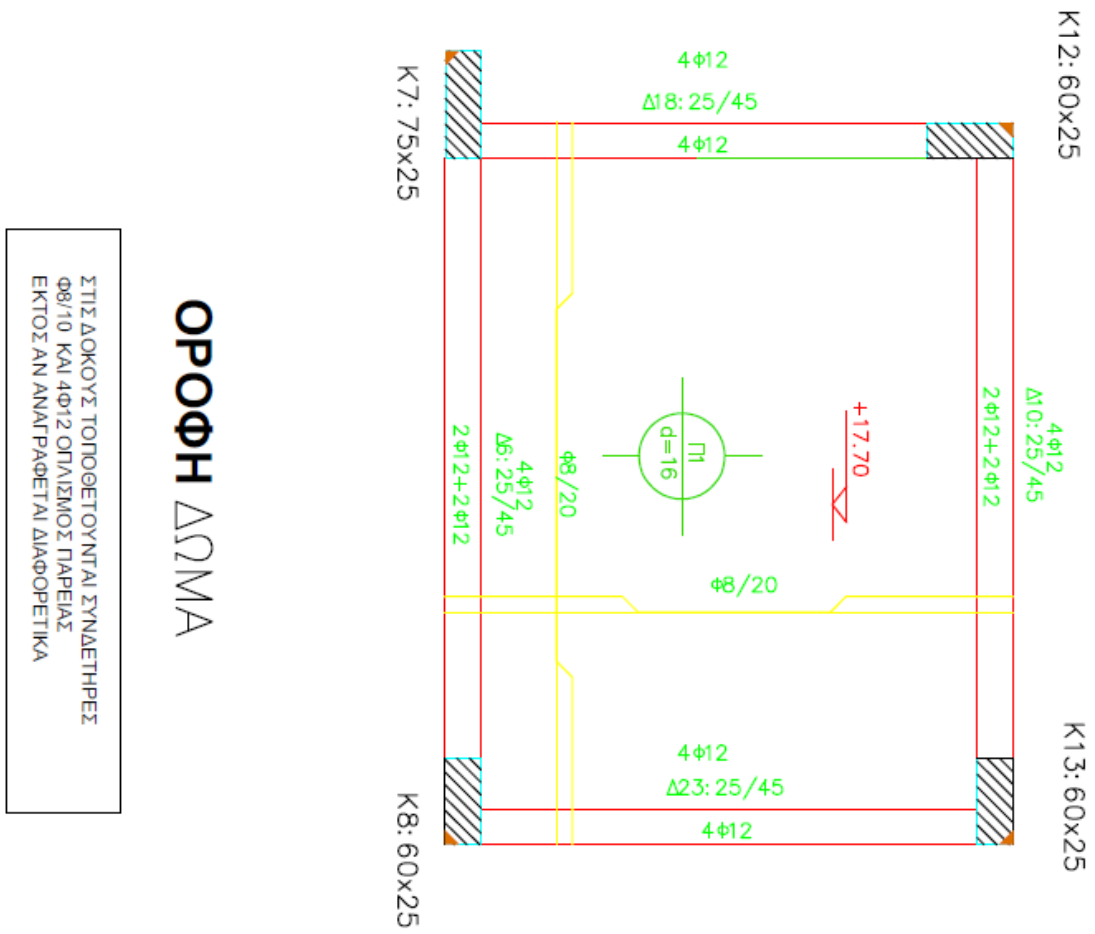
Ακολουθούν οι ξυλότυποι οροφής υπογείου, τυπικού ορόφου και δώματος μαζί με κάποια σχέδια κατασκευαστικών λεπτομερειών.



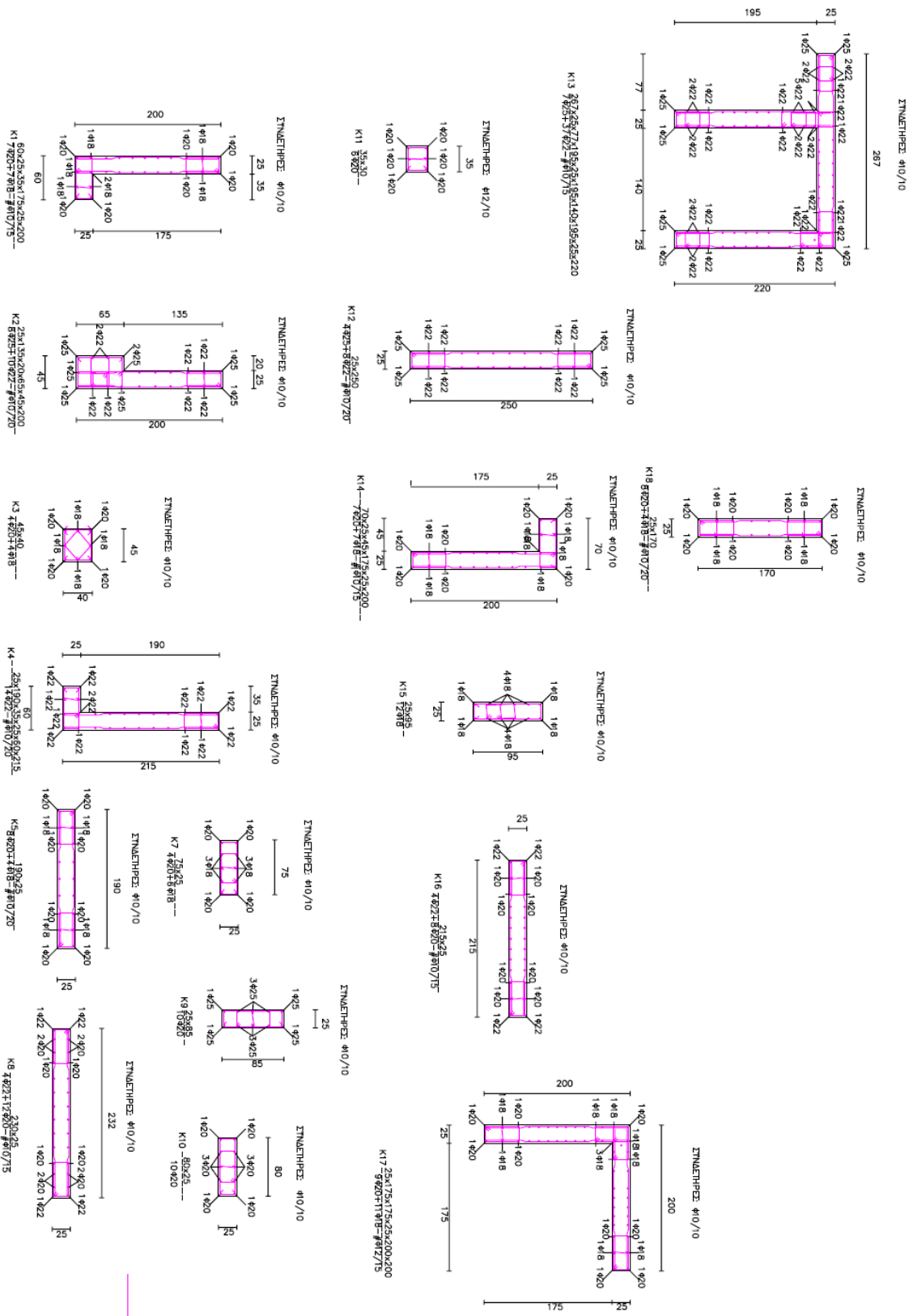
Σχήμα 3-12: Ευλόγος οροφής υπογείου



Σχήμα 3-13: Ενλότυπος τυπικού ορόφου



Σχήμα 3-14: Ενλότυπος Δώματος



Σχήμα 3-15: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες μελών τυπικού ορόφου

4. Ανελαστικές στατικές αναλύσεις

4.1. Ανελαστικές στατικές αναλύσεις χωρίς τοιχοπληρώσεις ισογείου

Οι αναλύσεις που ακολουθούν έγιναν με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων Statics στο οποίο έγινε η προσομοίωση του κτηρίου και οι επιλύσεις Pushover για κάθε περίπτωση φόρτισης. Σημειώνεται πως οι συνδυασμοί φορτίσεων για τις επιλύσεις Pushover είχαν μορφή ανάστροφη τριγωνική και ήταν οι ακόλουθες:

- Οριζόντια φόρτιση κατά X $\rightarrow E_x + 0.3E_y$
- Οριζόντια φόρτιση κατά X $\rightarrow E_x - 0.3E_y$
- Οριζόντια φόρτιση κατά X $\rightarrow -E_x + 0.3E_y$
- Οριζόντια φόρτιση κατά X $\rightarrow -E_x - 0.3E_y$
- Οριζόντια φόρτιση κατά Y $\rightarrow E_y + 0.3E_x$
- Οριζόντια φόρτιση κατά Y $\rightarrow E_y - 0.3E_x$
- Οριζόντια φόρτιση κατά Y $\rightarrow -E_y + 0.3E_x$
- Οριζόντια φόρτιση κατά Y $\rightarrow -E_y - 0.3E_x$

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η δημιουργία καμπύλης ικανότητας του φορέα για κάθε περίπτωση φόρτισης και εν συνεχεία χρησιμοποιείται η μεθοδολογία των συντελεστών κατά ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. (5.7.4.1.) προκειμένου να εξαχθεί το σημείο στοχευόμενης μετακίνησης (σε όρους ψευδοεπιτάχυνσης και μετακίνησης Δt).

Η διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης του μονοβάθμιου συστήματος συνοψίζεται στα παρακάτω βήματα:

- 1) διγραμμικοποιείται η καμπύλη $F^* - d^*$ με βάση τον κανόνα ίσων ενεργειών, δηλαδή τα εμβαδά κάτω από την ιδεατή (διγραμμική) και πραγματική καμπύλη να ταυτίζονται
- 2) υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (εφαπτομενικά στο ιδεατό σημείο διαρροής)
- 3) λαμβάνεται η φασματική επιτάχυνση $S_e(T^*)$ από το ελαστικό φάσμα απόκρισης
- 4) υπολογίζεται η αντίστοιχη ελαστική μετακίνηση $d_{et}^*(T^*)$

5)η ανελαστική μετακίνηση-στόχος dt^* προκύπτει από την ελαστική μετακίνηση μέσω εμπειρικών σχέσεων R_y - T - μ .

Σύμφωνα με τα σχόλια της §5.7.3.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ η εξιδανικευμένη καμπύλη ικανότητας (σχέση δύναμης - μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και τις εξιδανικευμένης καμπύλης. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y , η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση α του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη γραμμικής καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας du πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα.

Με το ακόλουθο σκεπτικό μπορούν οι καμπύλες ικανότητας που παράχθηκαν στο προηγούμενο βήμα να διγραμμικοποιηθούν

Σύμφωνα με τα σχόλια της §5.7.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση η στοχευόμενη μετακίνηση επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την σχέση (Σ5.6).

$$\delta_i = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * S_{e(T)} \quad (4.1)$$

Όπου,

$S_{e(T)}$: είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση από το φάσμα του Ε.Α.Κ. 2000 που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη κυρίαρχη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e .

T_e : η τιμή της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου ανά οριζόντια διεύθυνση X και Y . Υπολογίζεται από τη σχέση (Σ 5.5. ΚΑΝ.ΕΠΕ):

$$T_e = T * \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (4.2)$$

όπου T : η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση.

K_0 : η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία του κτηρίου στη θεωρούμενη διεύθυνση η οποία υπολογίζεται ως η κλίση των αρχικών τιμών $V - \delta$ στην αφετηρία της καμπύλης ικανότητας.

K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία του κτηρίου στη θεωρούμενη διεύθυνση,

C_0 : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e , με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του

αποκρινόμενου φορέα. (§5.7.3.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και ≥ 10 αντίστοιχα. Στην περίπτωση μας που προσομοιάζεται διώροφο κτήριο λαμβάνεται $C_0=1,2$.

C_1 : ο λόγος $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτηρίου προς την αντίστοιχη ελαστική, επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T \geq T_c \quad \text{και}$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1) * T_c / T}{R} \quad \text{για } T < T_c. \quad (4.3)$$

Όπου T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης.

$R = V_{el} / V_y$, ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα.

Μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση

$$R = \frac{S_x / g}{V_y / W} * C_m. \quad (4.4)$$

C_m : το ποσοστό συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής ανά θεωρούμενη διεύθυνση.

Από την ιδιομορφική ανάλυση προέκυψαν τα C_{mx} και C_{my} .

V_y η αντίσταση διαρροής που υπολογίζεται αυτόματα από την διγραμμικοποίηση.

C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον πίνακα Σ 5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τιμές T μεταξύ 0.1 sec και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή. Ως T χρησιμοποιείται η T_e .

Πίνακας 4.1: Τιμές συντελεστή C2 ΚΑΝ.ΕΠ.Ε Σχόλια 5.7.4.2

Στάθμη επιτελεσματικότητας	T<0,1 s		T ≥ T _c	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες» IO	1,0	1,0	1,0	1,0
«Σημαντικές βλάβες» LS	1,3	1,0	1,1	1,0
«Οιονεί κατάρευση» CP	1,5	1,0	1,2	1,0

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας, π.χ. κτήρια κατασκευασμένα προ του 1985, όπως και το υπό μελέτη κτήριο. Φορείς τύπου 2 είναι κτήρια μετά το έτος 1985.

C3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως P-δ. Στη συνήθη περίπτωση για κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται ίσος με 1,0.

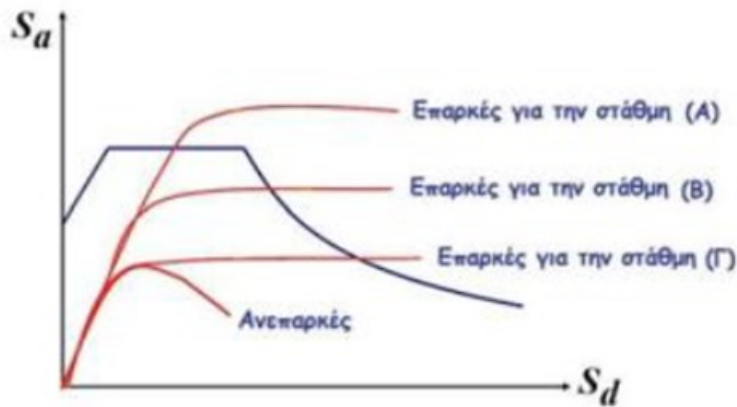
Εφαρμόζοντας τις παραπάνω σχέσεις για κάθε καμπύλη Pushover υπολογίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας. Με τις παραπάνω σχέσεις υπολογίζονται τρεις τιμές μετακίνησης για κάθε καμπύλη Pushover λόγω της αλλαγής της τιμής του συντελεστή C2 για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας.

Τα όρια αποδοχής των τριών σταθμών επιτελεσματικότητας υπολογίζονται τα μεν των (LS) και (CP) κατά το Παράρτημα 4.4 του κεφαλαίου 4 του ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. ενώ αυτό του (IO) μπορεί να λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με $\delta_t = \delta_y + 0.10 * (\delta_u - \delta_y)$.

Πίνακας 4.2: Όρια αποδοχής μετακίνησης

Στάθμη επιτελεσματικότητας	Όριο αποδοχής μετακίνησης δ_t (m)
«Περιορισμένες βλάβες» IO	$\delta_y + 0,1 * (\delta_u - \delta_y)$
«Σημαντικές βλάβες» LS	$\delta_y + 0,5 * (\delta_u - \delta_y) / \gamma_{RD}$
«Οιονεί κατάρευση» CP	$\delta_y + (\delta_u - \delta_y) / \gamma_{RD}$

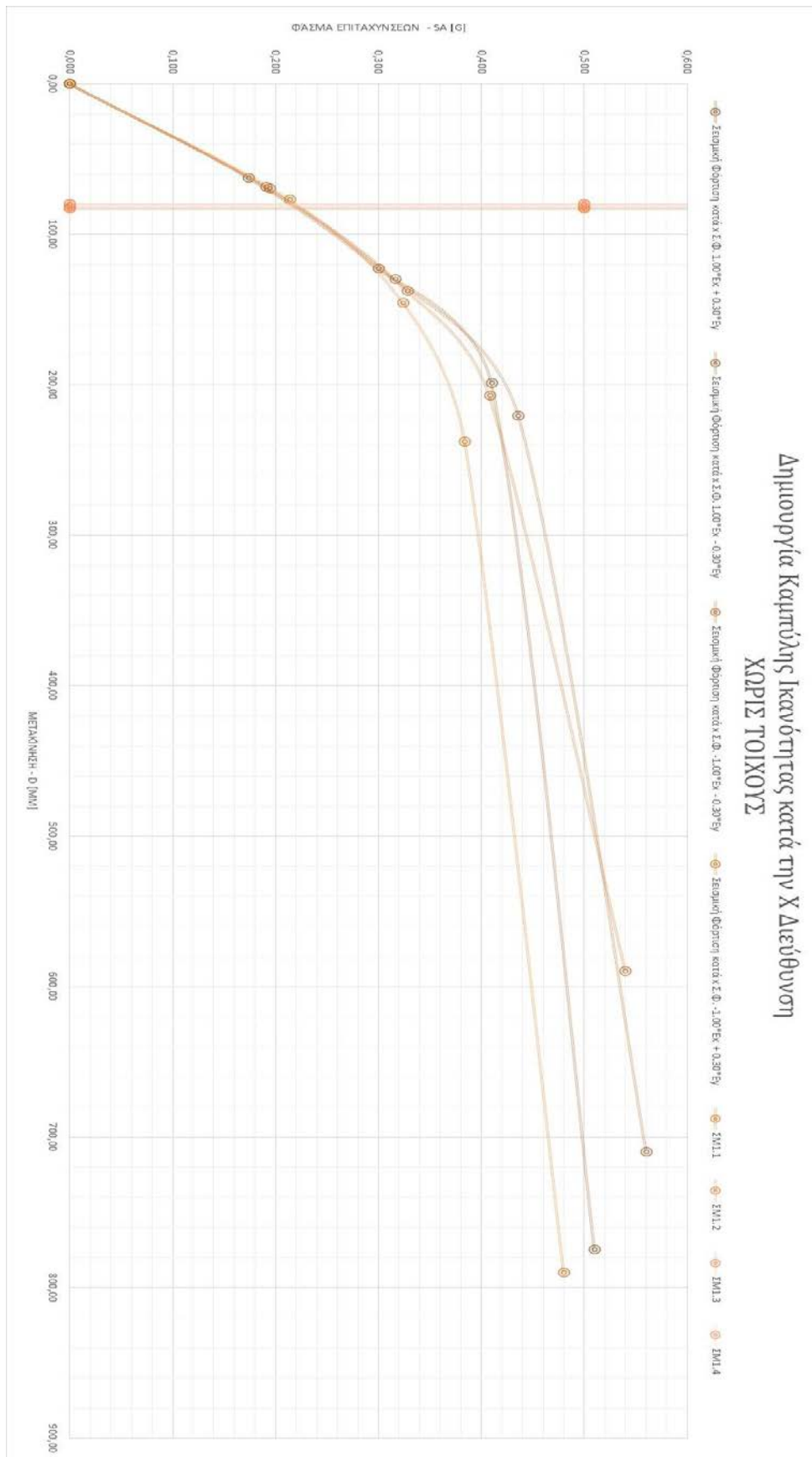
Κατόπιν τοποθετείται η ADRS μορφή της καμπύλης ικανότητας κάθε pushover φόρτισης, επάνω στην ADRS μορφή του φάσματος σχεδιασμού, κατά το παρακάτω σχήμα. Έτσι εκτιμάται εάν υφίσταται εξισορρόπηση μεταξύ απαίτησης – ικανότητας. Αυτό πιστοποιείται με το εάν υφίσταται σημείο τομής μεταξύ των δύο καμπύλων και πού είναι αυτό.



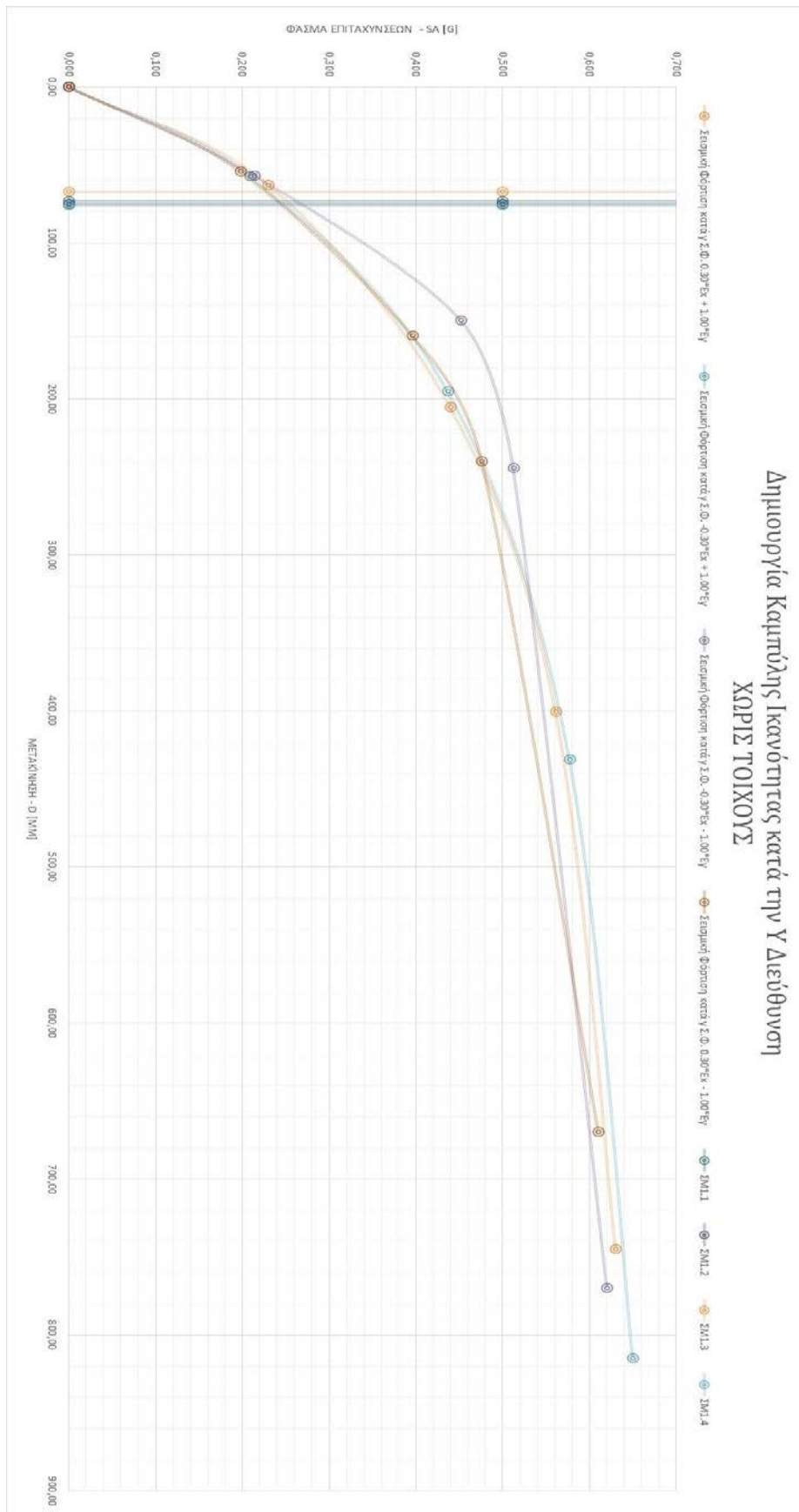
Σχήμα 4-1: Σύγκριση φάσματος και καμπύλης ικανότητας

Έτσι εάν η ADRS μορφή της καμπύλης ικανότητας κάθε pushover φόρτισης τέμνει το πλατό (οριζόντιο τμήμα) του φάσματος τότε υφίσταται επάρκεια της κατασκευής για την στάθμη επιτελεστικότητας Α (άμεση χρήση - IO). Εάν τέμνει την αρχή του κατιόντα κλάδου του φάσματος τότε υφίσταται επάρκεια της κατασκευής για την στάθμη επιτελεστικότητας Β (προστασία ζωής – LS). Εάν τέμνει το τέλος του κατιόντα κλάδου του φάσματος τότε υφίσταται επάρκεια της κατασκευής για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ (αποφυγή κατάρρευσης - CP). Τέλος εάν δεν το τέμνει καθόλου τότε είναι ανεπαρκής κατασκευή.

Ακολουθούν αναλυτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανωτέρω μεθοδολογία για το κτήριο της μελέτης περίπτωσης, με μορφή πινάκων και γραφημάτων, ακολουθούμενα από τον απαραίτητο σχολιασμό.



Σχήμα 4-2: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Χ διεύθυνση χωρίς τοίχους



Σχήμα 4-3: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση χωρίς τοίχους

Από τα ανωτέρω διαγράμματα προκύπτει ότι το σημείο επιτελεστικότητας κάθε συνδυασμού φόρτισης (σημειωμένο με την κάθετη γραμμή σε κάθε σχήμα) για το κτήριο χωρίς τοίχους κυμαίνεται περίπου στα 8-8.5cm. Όπως προκύπτει από τους υπολογισμούς που παρατίθενται ακολούθως, σε όλες τις περιπτώσεις φόρτισης το κτήριο φαίνεται να ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» (B στάθμη επιτελεστικότητας) γιατί φαίνεται ότι η μετακίνηση της καμπύλης ικανότητας είναι πάντα μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Τούτο φαίνεται από τους ακόλουθους πίνακες.

Πίνακας 4.3: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά X χωρίς παρουσία τοίχων

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ				Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)		
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $1.00^*E_x + 0.30^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.1		
				Sa [g]	Δt [mm]	
1		0,000	0,00	0	83,27	
2	PB	0,174	62,75	0,5	83,27	
3	ΣB	0,300	123,13	> 1	83,27	
4	OK	0,410	199,03			
5	αυ	0,510	775			
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $1.00^*E_x - 0.30^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.2		
				Sa [g]	Δt [mm]	
1		0,000	0,00	0	82,45	
2	PB	0,191	68,78	0,5	82,45	
3	ΣB	0,316	129,92	> 1	82,45	
4	OK	0,436	220,84			
5	αυ	0,560	710			
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $-1.00^*E_x - 0.30^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.3		
				Sa [g]	Δt [mm]	
1		0,000	0,00	0	80,57	
2	PB	0,194	69,74	0,5	80,57	
3	ΣB	0,328	138,05	> 1	80,57	
4	OK	0,408	207,44			
5	αυ	0,540	590			
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $-1.00^*E_x + 0.30^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.4		
				Sa [g]	Δt [mm]	
1		0,000	0,00	0	79,85	
2	PB	0,214	77,07	0,5	79,85	
3	ΣB	0,324	145,65	> 1	79,85	
4	OK	0,384	238,11			
5	αυ	0,480	790			
	a1					

Επί παραδείγματι στους συνδυασμούς κατά x παρατηρούμε στην 1^η περίπτωση φόρτισης ότι $d_{\text{ΑμεσηΧρήση}}=62.75\text{mm}<83.27\text{mm} =d_{\text{στοχευόμενο}}$. Άρα δεν επαρκεί το κτήριο για κατηγορία επιτελεστικότητας Άμεσης Χρήσης (η πιο απαιτητική στάθμη) όμως αντίστοιχα ισχύει και ότι:

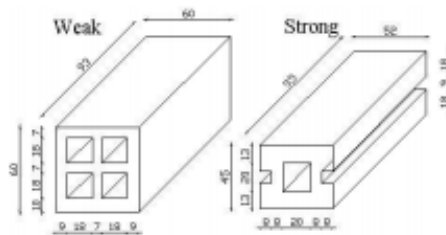
$d_{\text{Προστασία Ζωής}}=123.13\text{mm}>83.27\text{mm} =d_{\text{στοχευόμενο}}$. Ικανοποιείται η 2^η στάθμη επιτελεστικότητας. Με τον ίδιο τρόπο διαπιστώνουμε ότι επαρκεί το κτήριο και για τους 4 συνδυασμούς φόρτισης κατά x για Προστασία Ζωής. Τούτο καταρχήν κρίνεται θετικό καθώς πρόκειται για ένα κτήριο με χρήση οικίας όπου η συνηθέστερη στάθμη επιτελεστικότητας που θεωρούμε ως επαρκή είναι η Προστασία Ζωής (και όχι απαραίτητα η αυστηρότερη περίπτωση που είναι η Άμεση Χρήση). Ωστόσο, όπως θα φανεί και αργότερα, αφού ένα τμήμα του κτηρίου όπως αναφέρθηκε πρόκειται να χρησιμοποιηθεί για εμπορικούς σκοπούς (τμήμα του ισογείου) θα ήταν σκόπιμο να δοκιμαστεί να βελτιωθεί η συμπεριφορά του κτηρίου όσον αφορά την επιτελεστικότητά του με προσθήκη τοιχίων στη στάθμη της πιλοτής. Ακολουθεί ο αντίστοιχος πίνακας για τις φορτίσεις κατά y όπου προκύπτει το ίδιο συμπέρασμα όπως και για τις φορτίσεις κατά x.

Πίνακας 4.4: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y χωρίς παρουσία τοίχων

ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ				Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)		
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά y Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $0.30^*E_x + 1.00^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.1		
				Sa [g]	d [mm]	Δt [mm]
1		0,000	0,00	0	73,36	
2	ΠΒ	0,230	62,87	0,5	73,36	
3	ΣΒ	0,440	205,52	> 1	73,36	
4	ΟΚ	0,561	400,69			
5	αυ α1	0,630	745			
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ				Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)		
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά y Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $-0.30^*E_x + 1.00^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.2		
				Sa [g]	d [mm]	Δt [mm]
1		0,000	0,00	0	75,13	
2	ΠΒ	0,209	57,45	0,5	75,13	
3	ΣΒ	0,437	195,41	> 1	75,13	
4	ΟΚ	0,577	431,07			
5	αυ α1	0,650	815			
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ				Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)		
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά y Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $-0.30^*E_x - 1.00^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.3		
				Sa [g]	d [mm]	Δt [mm]
1		0,000	0,00	0	67,40	
2	ΠΒ	0,214	56,93	0,5	67,40	
3	ΣΒ	0,452	149,69	> 1	67,40	
4	ΟΚ	0,512	244,15			
5	αυ α1	0,620	770			
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ				Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)		
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά y Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $0.30^*E_x - 1.00^*E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ1.4		
				Sa [g]	d [mm]	Δt [mm]
1		0,000	0,00	0	76,21	
2	ΠΒ	0,198	54,38	0,5	76,21	
3	ΣΒ	0,396	159,68	> 1	76,21	
4	ΟΚ	0,476	239,97			
5	αυ α1	0,610	670			

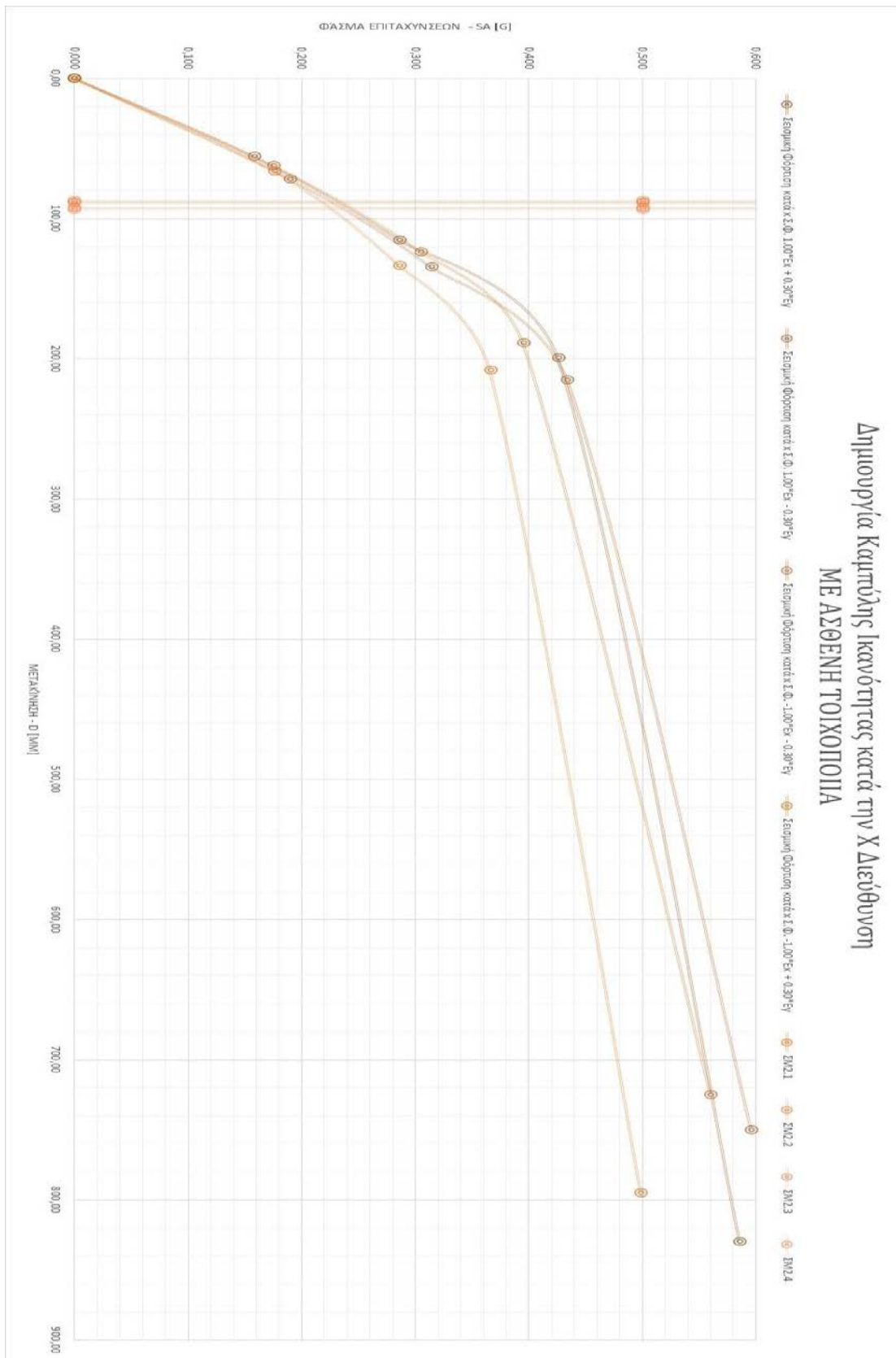
4.2.Pushover με ασθενή τοιχοπλήρωση ισογείου

Στη δεύτερη ανάλυση γίνεται η απόπειρα ενίσχυσης του κτηρίου με προσθήκη ασθενών τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο, στις θέσεις όπου η κάτοψη έχει ανοίγματα τύπου πιλοτής. Εξετάζεται κατά πόσον έχει επιτευχθεί η καλύτερευση μέσω της ανόδου της στάθμης επιτελεστικότητας από Προστασία Ζωής σε Άμεση Χρήση. Μια τυπική διαφοροποίηση μεταξύ ασθενούς και ισχυρής τοιχοπλήρωσης (που ακολουθεί στο επόμενο υποκεφάλαιο) φαίνεται στην χαρακτηριστική διάταξη του ακόλουθου σχήματος.

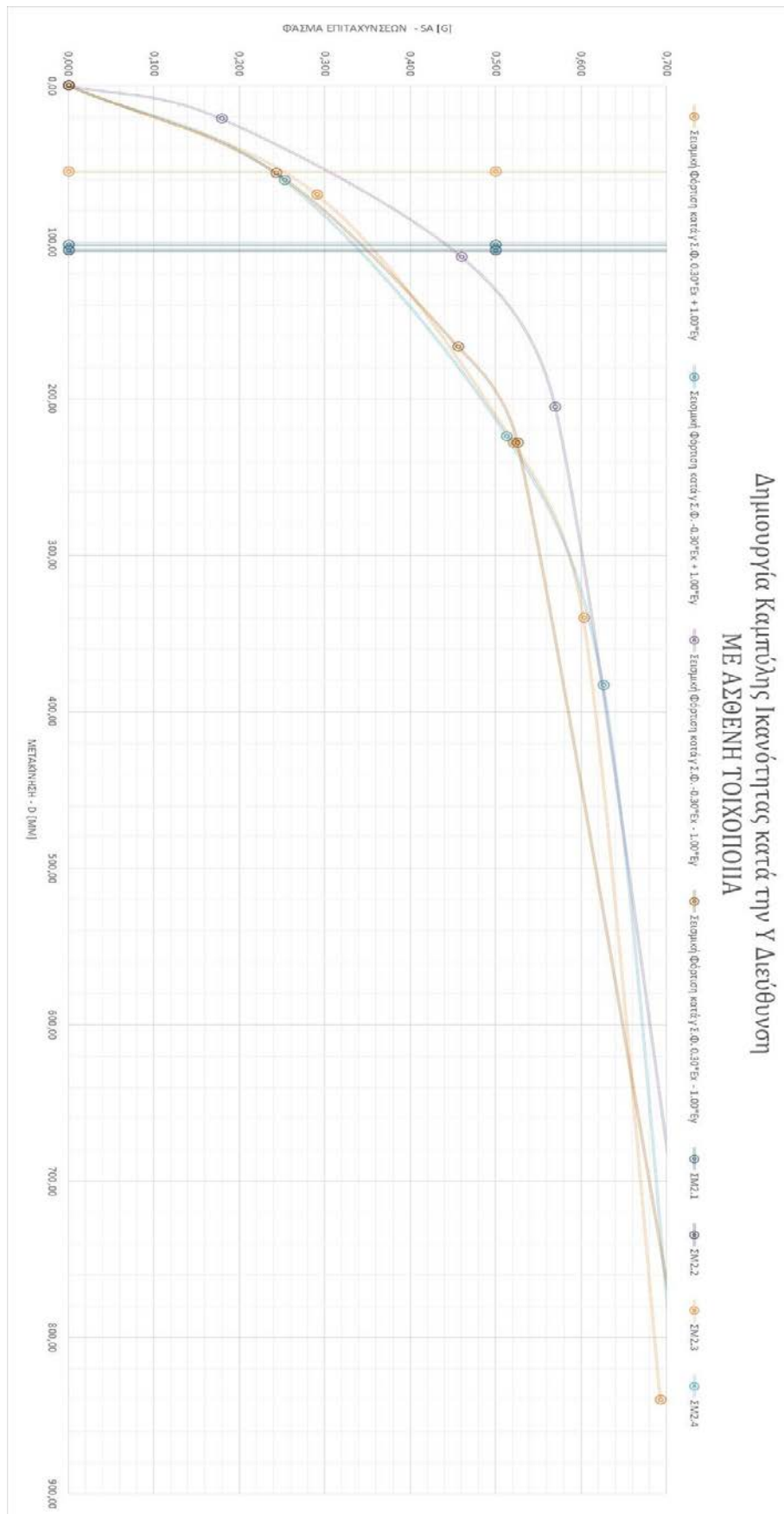


Σχήμα 4-4: Τυπική διάταξη ασθενούς και ισχυρής τοιχοπλήρωσης

Εκ νέου μορφώνονται όλοι οι συνδυασμοί φόρτισης που παράχθηκαν και πριν και εκτελείται σε κάθε περίπτωση η ανάλυση Pushover. Όπως θα φανεί από τα ακόλουθα σχήματα και πίνακες, υπάρχει μια σχετική βελτίωση της συμπεριφοράς του κτηρίου (τείνει να πλησιάσει τη στάθμη επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση, χωρίς ωστόσο εν νέου να ικανοποιεί το κριτήριό της) αλλά συνολικά σε όλους τους συνδυασμούς φόρτισης το κτήριο παραμένει στην ίδια στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Πάντως σημειώνεται ότι και υπάρχει αύξηση αντοχής του κτηρίου (μεγαλύτερη τέμνουσα βάση κατά την αστοχία για όλους τους συνδυασμούς) αλλά και μεγαλύτερη συνολικά διαθέσιμη πλαστιμότητα μέχρι το σημείο κατάρρευσης. Χαρακτηριστικά μπορούμε να αναφέρουμε την περίπτωση του σεισμικού συνδυασμού $E_x+0.3E_y$ όπου χωρίς τοιχοπληρώσεις η συνολική διαθέσιμη μετακίνηση μέχρι το σημείο κατάρρευσης ήταν ίση με 775mm ενώ με ασθενή τοιχοπληρώσεις έγινε ίση με 830mm, μια αύξηση δηλαδή της τάξης του 6.8%. Αντιστοίχως η φασματική επιτάχυνση στην αστοχία για τον ίδιο συνδυασμό χωρίς τοιχοπληρώσεις ήταν ίση με 0.51g ενώ με προσθήκη ασθενών τοιχωμάτων προέκυψε ίση με 0.586g μια αύξηση της τάξης 14.9% που μεταφράζεται σε αντίστοιχη αύξηση και της αντοχής του κτηρίου (και της δυσκαμψίας του αντιστοίχως). Άρα παρατηρείται το εξής: η προσθήκη ασθενών τοιχοπληρώσεων προσέδωσε περισσότερο αύξηση στη δυσκαμψία και αντοχή του κτηρίου παρά στη συνολική πλαστιμότητά του, ως εκ τούτου αυτός είναι και ο κύριος λόγος που δεν πετύχαμε συνολικά καλύτερευση στη στάθμη επιτελεστικότητας του κτηρίου.



Σχήμα 4-5: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Χ διεύθυνση με προσθήκη ασθενούς τοιχοπλήρωσης



Σχήμα 4-6: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Υ διεύθυνση με προσθήκη ασθενούς τοιχοπλήρωσης

Πίνακας 4.5: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά X με παρουσία ασθενούς τοιχοπλήρωσης

ΑΣΘΕΝΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ		Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)				
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στοχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.1	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	88,48
2	ΠΒ	0,158		55,93	0,5	88,48
3	ΣΒ	0,286		115,39	> 1	88,48
4	ΟΚ	0,426		199,65		
5	αυ	0,586		830		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.2	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	92,41
2	ΠΒ	0,190		72,02	0,5	92,41
3	ΣΒ	0,314		134,38	> 1	92,41
4	ΟΚ	0,434		215,27		
5	αυ	0,596		750		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.3	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	87,03
2	ΠΒ	0,175		62,22	0,5	87,03
3	ΣΒ	0,305		123,76	> 1	87,03
4	ΟΚ	0,395		188,81		
5	αυ	0,560		725		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.4	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	93,60
2	ΠΒ	0,176		66,19	0,5	93,60
3	ΣΒ	0,286		133,43	> 1	93,60
4	ΟΚ	0,366		208,16		
5	αυ	0,499		795		

Πίνακας 4.6: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y με παρουσία ασθενούς τοιχοπλήρωσης

ΑΣΘΕΝΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ		Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)				
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.1	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	101,46
2	ΠΒ	0,291		69,67	0,5	101,46
3	ΣΒ	0,521		228,29	> 1	101,46
4	ΟΚ	0,603		340,16		
5	αυ	0,693		840		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.2	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	105,21
2	ΠΒ	0,253		60,44	0,5	105,21
3	ΣΒ	0,513		223,91	> 1	105,21
4	ΟΚ	0,626		383,34		
5	αυ	0,703		790		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.3	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	55,11
2	ΠΒ	0,179		21,13	0,5	55,11
3	ΣΒ	0,460		109,30	> 1	55,11
4	ΟΚ	0,570		205,19		
5	αυ	0,713		725		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ2.4	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	104,44
2	ΠΒ	0,243		55,73	0,5	104,44
3	ΣΒ	0,456		166,69	> 1	104,44
4	ΟΚ	0,526		228,42		
5	αυ	0,715		810		
	a1					

4.3.Pushover με ισχυρή τοιχοπλήρωση ισογείου

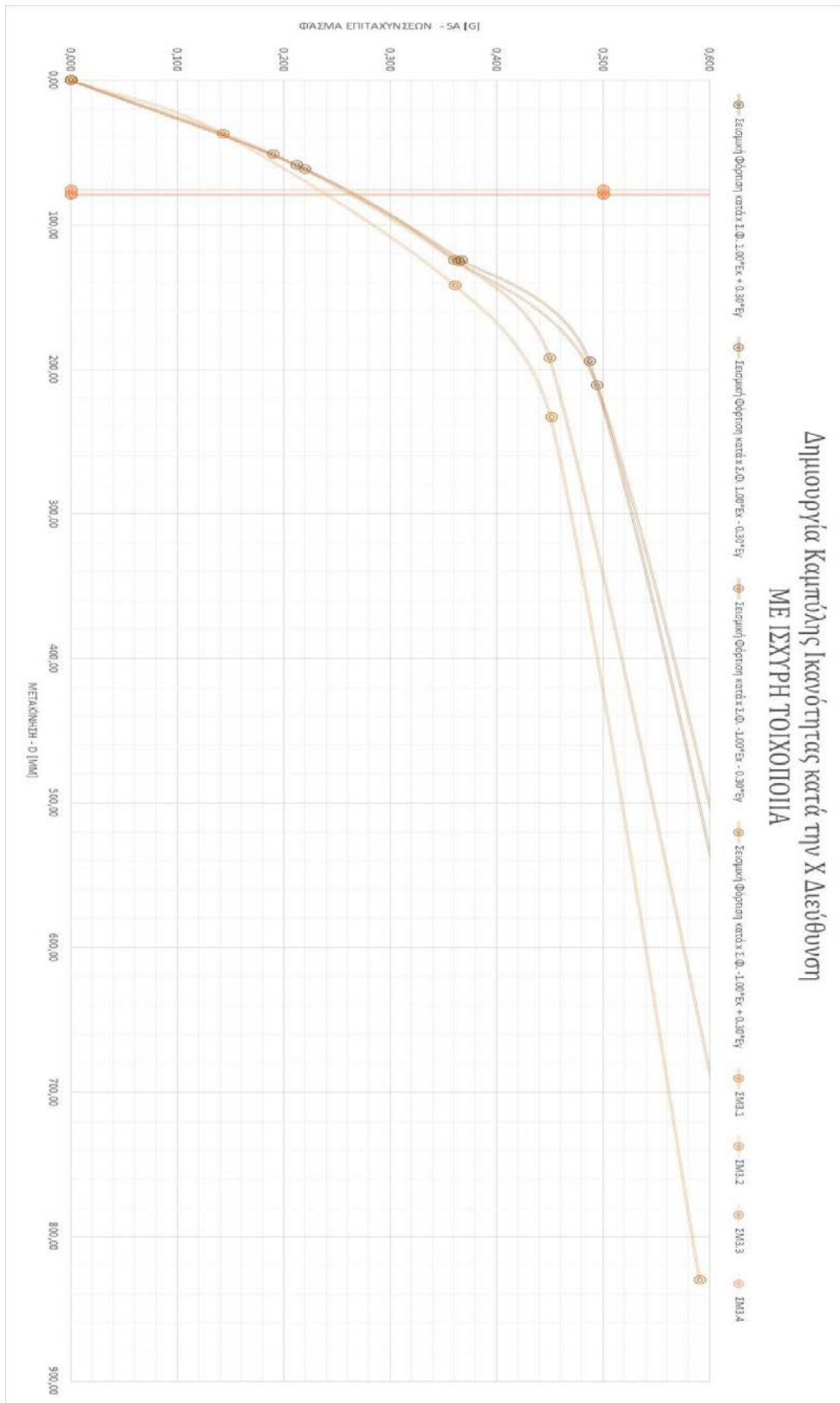
Η ανάλυση στο λογισμικό είναι η ίδια με την ενότητα 4.2. με μόνη διαφορά ότι επιλέχθηκε διάταξη τοιχοπλήρωσης με πιο ισχυρή αντοχή. Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν εκ νέου βελτιώθηκε μεν η συνολική συμπεριφορά του κτηρίου όσον αφορά την αντοχή, δυσκαμψία και διαθέσιμη πλαστιμότητά του, ωστόσο εκ νέου δεν πετύχαμε την βελτίωση της στάθμης επιτελεστικότητας από Προστασία Ζωής σε Άμεση Χρήση. Παρόλα αυτά, η αύξηση της πλαστιμότητας δεν επετεύχθη σε όλους τους συνδυασμούς φόρτισης και ως εκ τούτου σε κάποιες περιπτώσεις αντί να πλησιάσουμε την ικανοποίηση του κριτηρίου Άμεσης Χρήσης, απομακρυνθήκαμε περαιτέρω σε μια κατάσταση που ήταν και ελαφρώς δυσμενέστερη της αρχικής. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε την διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων (άλλοτε βελτίωση αλλά όχι σημαντική και άλλοτε χειροτέρευση των χαρακτηριστικών του φορέα) με 2 συνδυασμούς φόρτισης. Στον χαρακτηριστικό συνδυασμό φόρτισης $E_x+0.3E_y$ η τελική μετακίνηση στην κατάρρευση του κτηρίου στο αρχικό φορέα ήταν 775mm, στο κτήριο με ασθενή τοιχοπληρώσεις ήταν 830mm και στο κτήριο με ισχυρά τοιχοπληρώσεις ήταν πλέον 810mm (μείωση δηλαδή της συνολικής διαθέσιμης πλαστιμότητας). Τούτο συμβαίνει γιατί η προσθήκη πιο ισχυρών τοιχωμάτων μετατρέπει το φορέα τουλάχιστον σε αυτήν τη δεδομένη φόρτιση σε πιο ψαθυρό συνολικά. Συγκεκριμένα η πλαστιμότητα αυξήθηκε μεν σε σχέση με τον αρχικό φορέα κατά 4.24% αλλά μειώθηκε σε σχέση με το φορέα με ασθενείς τοίχους κατά 2.41%. Αντιθέτως στο σεισμικό συνδυασμό $E_x-0.3E_y$, η μετακίνηση του αρχικού φορέα στην κατάρρευση ήταν ίση με 710mm, στο φορέα με ασθενή τοιχοπλήρωση ήταν ίση με 750mm και στο φορέα με ισχυρή τοιχοπλήρωση ήταν ίση με 790mm. Η συμπεριφορά του φορέα με ισχυρή τοιχοπλήρωση βελτιώθηκε ως προς την πλαστιμότητα σε σύγκριση με τον αρχικό φορέα κατά 11.26% και σε σύγκριση με το φορέα ασθενούς τοιχοπλήρωσης κατά 5.33%. Αυτό που διαπιστώνουμε γενικώς είναι πως ο φορέας δεν μπορεί να υπερβεί συνολική μετακίνηση της τάξης των 830-850mm, οπότε σε περιπτώσεις φόρτισης όπου ο φορέας με τη ασθενή τοιχοπλήρωση έχει φτάσει σε αυτά τα όρια, στην περίπτωση που μπει ισχυρή τοιχοπλήρωση τούτο δρα αρνητικά καθώς γίνεται πλέον πιο ψαθυρός. Αντιθέτως, σε περιπτώσεις φόρτισης που ο φορέας δεν έχει αναπτύξει μεγάλες παραμορφώσεις με την ασθενή τοιχοπλήρωση (600-750mm), η μετέπειτα προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης δρα θετικά ως προς την αύξηση της πλαστιμότητάς του. Συνεπώς μια γενική διαπίστωση που λαμβάνουμε από αυτήν την παρατήρηση είναι πως κάθε φορέας έχει συγκεκριμένα όρια διαθέσιμης πλαστιμότητας που ορίζονται κατά κύριο λόγο από τον σκελετό του (φέροντα μέλη δοκών και υποστυλωμάτων) και δεν είναι εφικτό να γίνει υπέρβαση σε αυτά τα ακραία όρια με προσθαφαίρεση μη φερόντων στοιχείων. Η τοιχοπλήρωση επί παραδείγματι μπορεί να βελτιώσει σε ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης την πλαστιμότητα του φορέα, ωστόσο και πάλι δεν μπορεί να

του επιτρέπει να αναπτύξει μεγαλύτερη πλαστιμότητα από αυτήν που είναι εφικτό να λάβει ο φορέας με βάση τα φέροντα στοιχεία του και τη γεωμετρία του. Μάλιστα μπορεί η προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης να είναι αρνητικό στοιχείο ως προς τη διαθέσιμη πλαστιμότητα και να πρέπει να προτιμηθεί η ασθενής τοιχοπλήρωση.

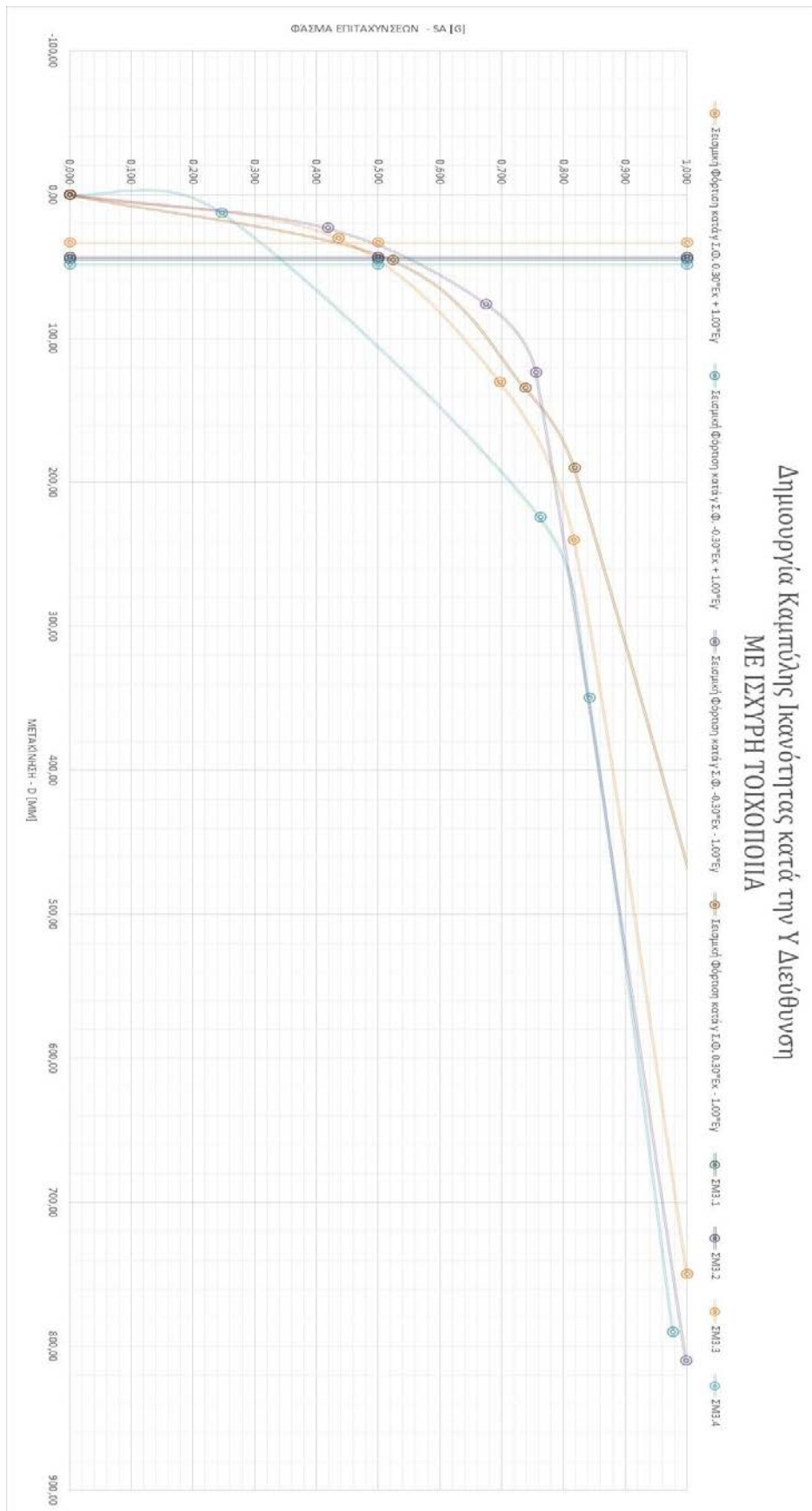
Αυτό το στοιχείο ωστόσο που είναι αδιαμφισβήτητο είναι η αύξηση της συνολικής αντοχής με την προσθήκη της ισχυρής τοιχοπλήρωσης. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η περίπτωση φόρτισης $E_x+0.3E_y$ όπου, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η μέγιστη επιτάχυνση σεισμού για κατάρρευση χωρίς τοιχοπληρώσεις ανήλθε στα 0.51g, με προσθήκη ασθενούς τοιχοπλήρωσης έφτασε τα 0.586g και με προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης έφτασε τα 0.682g. Είχαμε δηλαδή μια αύξηση 33.72% της αντοχής του κτηρίου σε σχέση με τον αρχικό φορέα (αυξήθηκε δηλαδή κατά το 1/3 η αντοχή του με μη προσθήκη μη φερόντων στοιχείων και αυτό το στοιχείο είναι πράγματι εντυπωσιακό όσον αφορά την επίδραση που έχουν τα τοιχοπληρώσεις σε αυτό το παράγοντα) και μια αύξηση κατά 16.38% σε σχέση με το κτήριο με τα ασθενή τοιχοπληρώσεις. Πρακτικώς δηλαδή τα ασθενή τοιχοπληρώσεις είναι μια μέση κατάσταση όσον αφορά την συνολική αντοχή μεταξύ του αρχικού φορέα και του φορέα με ισχυρά τοιχοπληρώσεις.

Τούτη η αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα χωρίς την αντίστοιχη αύξηση της διαθέσιμης συνολικής μετακίνησης (μείωση μάλιστα σε 3 από τους 8 συνδυασμούς) είναι η αιτία που η προσθήκη ισχυρών τοιχωμάτων έχει μεν θετική επίδραση όσον αφορά την αντοχή του κτηρίου αλλά όχι όσον αφορά την συνολική επιθυμητή συμπεριφορά του καθώς φαίνεται στην πλειονότητα των περιπτώσεων να απομακρυνόμαστε από την καλύτερη στάθμη επιτελεστικότητας που είναι φυσικά η Άμεση Χρήση.

Όλα αυτά τα συμπεράσματα φαίνονται και παραστατικά στα διαγράμματα και στους πίνακες που ακολουθούν για τον φορέα με ισχυρή τοιχοπλήρωση.



Σχήμα 4-7: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Χ διεύθυνση με προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης



Σχήμα 4-8 Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Υ διεύθυνση με προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης

4.4.Pushover χωρίς τοιχοπλήρωση και με πισίνα οροφής

Εξετάζεται τώρα η περίπτωση που προστεθεί μια μεγάλη μάζα στον ανώτερο βαθμό ελευθερίας του κτηρίου. Αυτή η μεγάλη μάζα είναι μια πισίνα η οποία τίθεται γεωμετρικά δίπλα στο δώμα της ανώτερης στάθμης. Από τις αναλύσεις του λογισμικού προκύπτει ότι στην περίπτωση που η πισίνα είναι γεμάτη ως την ανώτατη στάθμη της η μάζα της είναι ίση με:

$$M_{\text{πισίνας}} = M_{\text{τελικού φορέα}} - M_{\text{αρχικού φορέα}} = 2139.91 \text{tn} - 1783.2 \text{tn} = 356.71 \text{tn}$$

Δηλαδή η πισίνα αποτελεί πλέον το 16.7% του συνόλου της μάζας της τελικής κατασκευής, κάτι που προφανώς αλλοιώνει ριζικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα και ενδεχομένως (προς το δυσμενέστερο) την σεισμική απόκριση του φορέα και την κατηγορία επιτελεστικότητάς του. Ως εκ τούτου πρέπει να εκτιμηθεί αν η προσθήκη πισίνας ρίχνει το φορέα από την κατηγορία Προστασία Ζωής στην Κατηγορία Οικονομική Κατάρρευση, η οποία και δεν είναι πλέον αποδεκτή. Είναι μείζονος σημασίας αν συμβαίνει κάτι τέτοιο να εξεταστούν μέθοδοι ενίσχυσης του κτηρίου με χρήση τοιχωμάτων (πιθανότατα ισχυρών).

Μετά την ανάλυση του λογισμικού για αυτήν την ιδιαίζουσα μορφή κτηρίου (χωρίς φυσικά να μπορούμε σε επιστημονικά περίπλοκες λεπτομέρειες διερεύνησης του φαινομένου sloshing (παφλασμός) και πώς η συγκέντρωση του νερού κατά τον κυματισμό σε ένα χωρίο της πισίνας μπορεί στιγμιαία να μεταβάλει ριζικά ενδεχομένως τη δυναμική συμπεριφορά του φορέα) προέκυψε ότι όντως σε κάποιους από τους συνδυασμούς φόρτισης κατά X και κατά Y έχουμε εκπέσει στην κατηγορία επιτελεστικότητας Οικονομική Κατάρρευση. Τούτο φαίνεται στους παρακάτω 2 πίνακες και οι περιπτώσεις φορτίσεων όπου παρουσιάζεται αυτή η ανεπάρκεια σημειώνονται με πορτοκαλί χρώμα.

Πίνακας 4.7: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Χ χωρίς τοιχοπλήρωση και με παρουσία πιάνας στο δόμα

ΠΙΑΣΙΝΑ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ		Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)				
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στοχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.1	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	96,07
2	ΠΒ	0,123		59,30	0,5	96,07
3	ΣΒ	0,226		125,46	> 1	96,07
4	ΟΚ	0,316		216,45		
5	αυ	0,428		730		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.2	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	96,00
2	ΠΒ	0,135		65,12	0,5	96,00
3	ΣΒ	0,245		139,46	> 1	96,00
4	ΟΚ	0,325		225,52		
5	αυ	0,428		810		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.3	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	99,71
2	ΠΒ	0,095		55,28	0,5	99,71
3	ΣΒ	0,153		88,29	< 1	99,71
4	ΟΚ	0,259		167,29		
5	αυ	0,407		650		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.4	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	102,12
2	ΠΒ	0,103		59,07	0,5	102,12
3	ΣΒ	0,154		92,72	< 1	102,12
4	ΟΚ	0,258		197,01		
5	αυ	0,367		800		
	a1					

Πίνακας 4.8: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y χωρίς τοιχοπλήρωση και με παρουσία πρισίνας στο δώμα

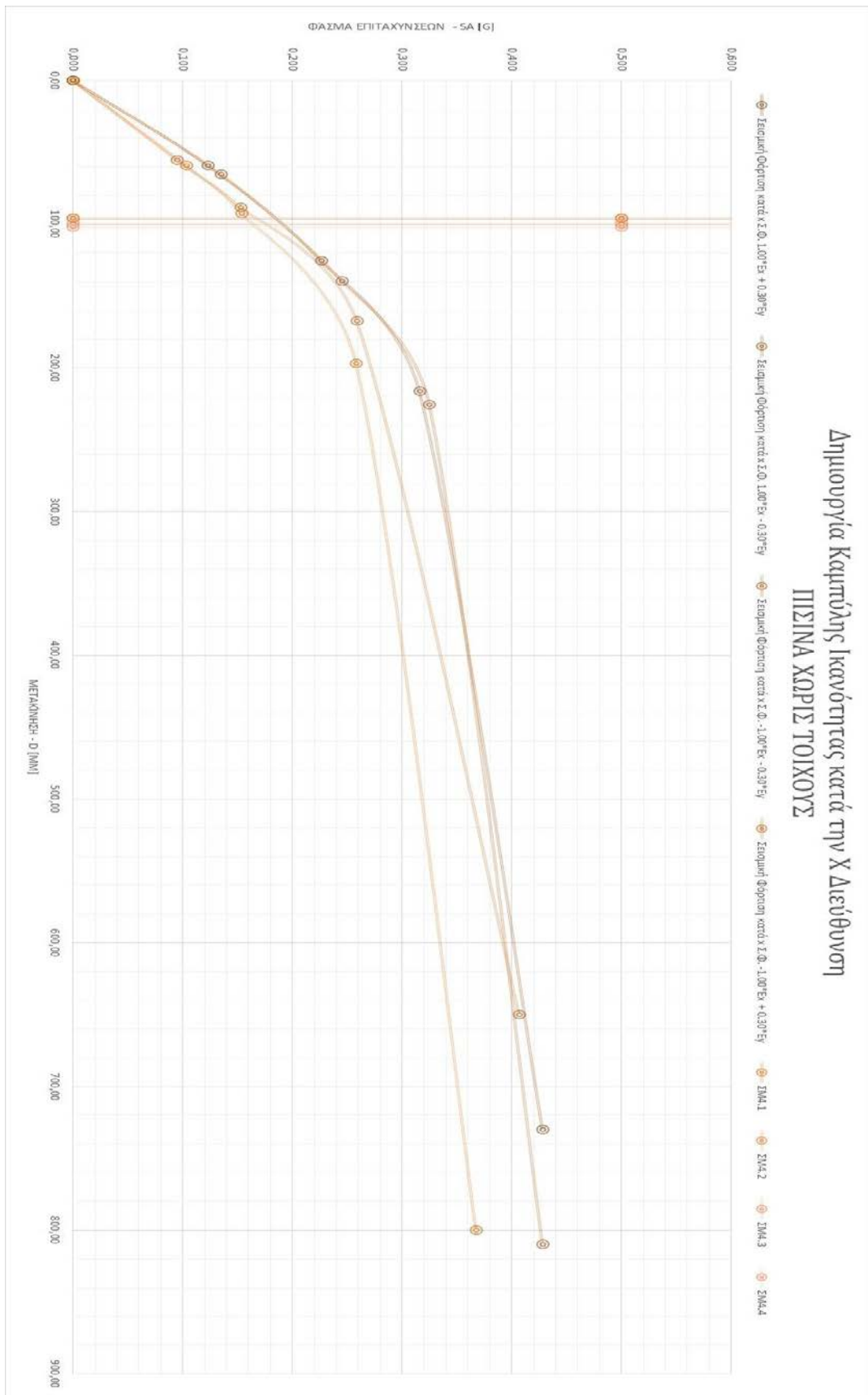
ΠΙΣΙΝΑ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΥΣ		Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)				
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στοχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.1	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	84,09
2	ΠΒ	0,182		65,92	0,5	84,09
3	ΣΒ	0,352		224,17	> 1	84,09
4	ΟΚ	0,412		317,61		
5	αυ	0,489		745		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.2	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	82,57
2	ΠΒ	0,148		53,11	0,5	82,57
3	ΣΒ	0,314		176,86	> 1	82,57
4	ΟΚ	0,395		309,92		
5	αυ	0,499		680		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.3	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	74,04
2	ΠΒ	0,172		55,83	0,5	74,04
3	ΣΒ	0,346		145,11	> 1	74,04
4	ΟΚ	0,396		238,00		
5	αυ	0,484		810		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$ Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ4.4	
					Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	85,06
2	ΠΒ	0,155		55,99	0,5	85,06
3	ΣΒ	0,285		139,41	> 1	85,06
4	ΟΚ	0,325		184,33		
5	αυ	0,489		700		
	a1					

Από τους 2 παραπάνω πίνακες διαπιστώνουμε πως η κατασκευή υποβιβάστηκε σε κατηγορία επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» σε 2 από τους 8 συνδυασμούς συνολικά και μάλιστα τούτο συνέβη και στις 2 περιπτώσεις σε σεισμική φόρτιση κατά x. Η πρισίνα είναι τετραγωνική με ομοιόμορφα κατανεμημένη μάζα άρα εν γένει δεν θα έπρεπε να επιβαρύνει περισσότερο τη μία εκ των δύο διευθύνσεων. Σημειώνουμε ότι X είναι η μικρή διάσταση του κτηρίου (παράλληλα στην οδό Ολύμπου), άρα το κτήριο είναι πιο εύκαμπτο κατά τη x διεύθυνση. Άλλωστε στην προκαταρκτική δυναμική ανάλυση του κτηρίου η πρώτη ιδιομορφή είναι οριζόντια κατά X (πιο εύκαμπτο σε αυτή τη διεύθυνση) η δεύτερη οριζόντια κατά Y (ελαφρώς πιο δύσκαμπτο σε αυτή τη διεύθυνση) και η τρίτη είναι αναμενόμενα η στρεπτική (δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο το κτήριο). Άρα βλέπουμε ότι

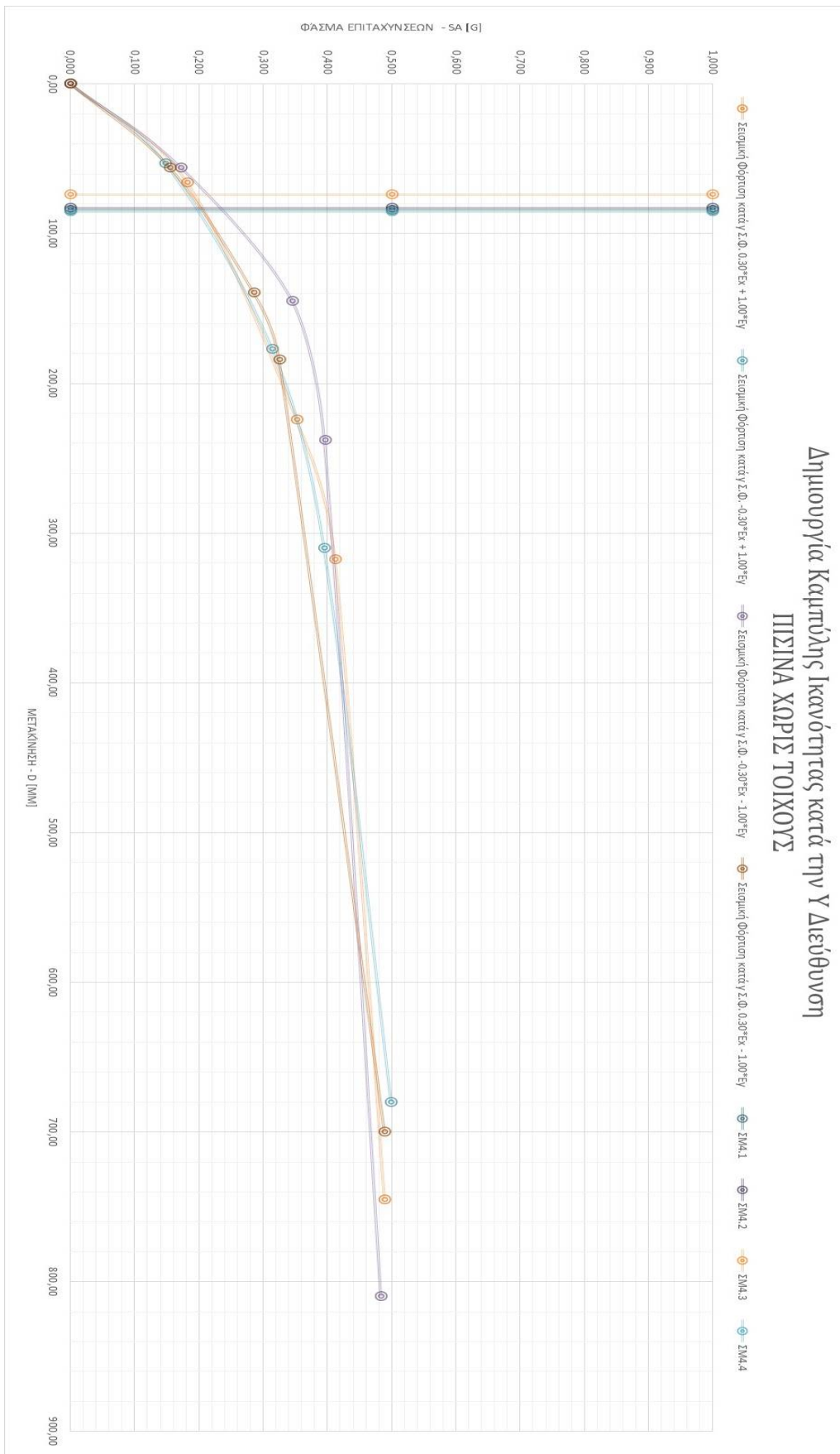
ο υποβιβασμός της κατηγορίας επιτελεστικότητας με την αύξηση της μάζας στην ανώτερη στάθμη συντελέστηκε στη διεύθυνση που παρουσίαζε τη μικρότερη δυσκαμψία. Άρα είναι βασικός παράγοντας η δυσκαμψία του κτηρίου προκειμένου να παραμείνει σε μια ικανοποιητική στάθμη επιτελεστικότητας και ως εκ τούτου κρίνεται και καταρχήν ικανοποιητική προσέγγιση να δοκιμαστεί ακολούθως η ενίσχυση του κτηρίου με προσθήκη τοιχοπλήρωσης στο ισόγειο.

Όσον αφορά τα επιμέρους χαρακτηριστικά του κτηρίου με πσίνα παρατηρούμε μια σαφή μείωση της πλευρικής αντοχής του, κάτι που φαίνεται πχ από το συνδυασμό φόρτισης $E_x+0.3E_y$. Χωρίς την πσίνα η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορούσε να λάβει ο φορέας στο σημείο κατάρρευσης ήταν 0.51g ενώ τώρα κατέπεσε στα 0.428g, μια σημαντική μείωση δηλαδή της τάξης του 19.16%. Όσον αφορά τη διαθέσιμη πλαστιμότητα του φορέα και αυτή μειώθηκε ελαφρώς. Συγκεκριμένα, στο συνδυασμό φόρτισης $E_x+0.3E_y$ χωρίς πσίνα η οριακή διαθέσιμη μετακίνηση ήταν 775mm ενώ τώρα κατέπεσε στα 730mm, μια μείωση δηλαδή της τάξης του 6.1%.

Αντίστοιχα αποτελέσματα μείωσης αντοχής και διαθέσιμης πλαστιμότητας είναι εμφανή και στους 8 συνδυασμούς φόρτισης, ωστόσο στους άλλους 6 συνδυασμούς συνολικά δεν επηρεάστηκε η κατηγορία επιτελεστικότητας του κτηρίου, κάτι που υποδηλώνει ότι με μικρές και στοχευμένες επεμβάσεις ενδεχομένως να αντιμετωπιστεί αυτό το πρόβλημα. Ακολουθούν και τα δύο διαγράμματα των καμπύλων ικανότητας για φορτίσεις κατά X και κατά Y, όπου είναι εμφανές και με οπτικό τρόπο ότι στις φορτίσεις X σε 2 περιπτώσεις η κάθετη γραμμή του ορίου της Στάθμης Επιτελεστικότητας Προστασίας Ζωής είναι δεξιά σε σχέση με το σημείο επιτελεστικότητας του φορέα, άρα και δεν έχουμε ικανοποίηση της συνθήκης για αυτή την κατηγορία.



Σχήμα 4-9: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Χ διεύθυνση για πισίνα χωρίς τοίχους



Σχήμα 4-10: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση για πρίσμα χωρίς τοίχους

4.5.Pushover με ισχυρή τοιχοπλήρωση και με πισίνα οροφής

Εφόσον από την προηγούμενη ενότητα διαπιστώθηκε η χειροτέρευση της συνολικής συμπεριφοράς του φορέα με το που έγινε προσθήκη της πισίνας στην ανώτερη στάθμη, επιλέχθηκε η ενίσχυση του κτηρίου με προσθήκη ισχυρής τοιχοπλήρωσης. Τούτη η επιλογή έγινε προς την κατεύθυνση της αύξησης της πλευρικής αντοχής του κτηρίου που κρίθηκε ως ο κύριος παράγοντας που ο φορέας στο σύνολό του υποβιβάστηκε σε 2 περιπτώσεις από την κατηγορία επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, στην κατηγορία επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση.

Τα αποτελέσματα έδειξαν πως παρόλο που πλησιάσαμε στο να ικανοποιηθεί το κριτήριο επιτελεστικότητας για Προστασία Ζωής στους 2 κρίσιμους συνδυασμούς, δεν κατέστη εν τέλει τούτο εφικτό. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι χωρίς τα τοιχία στο συνδυασμό $-E_x+0.3E_y$ είχαμε την αποτυχημένη ανίσωση $92.72\text{mm}<102.12\text{mm}$ (ικανότητα $<$ απαιτούμενη μετακίνηση επιτελεστικότητας) ενώ με προσθήκη ισχυρών στοιχείων η ανίσωση έγινε: $89.87\text{mm}<90.76\text{mm}$ (εκ νέου μη επάρκεια αλλά τουλάχιστον πολύ πιο κοντά στην ικανοποίηση του κριτηρίου). Άρα από οικονομικής άποψης καταρχήν η προσθήκη τοιχοπλήρωσης κρίνεται ασύμφορη καθώς βελτιώνει μεν τη συμπεριφορά αλλά εκ νέου δεν πετυχαίνουμε σε όλους τους συνδυασμούς τους στόχους μας. Πιθανότατα θα πρέπει να εξεταστούν κι άλλες μορφές ενίσχυσης ή να διαρρυθμιστεί διαφορετικά η διάταξη της ορθογωνικής πισίνας στην οροφή του κτηρίου (διανομή της μάζας σε μεγαλύτερο εμβαδό ή μείωση της μάζας της).

Όσον αφορά τα επιμέρους στοιχεία, η διαθέσιμη πλαστιμότητα του κτηρίου μειώθηκε. Στο συνδυασμό πχ $E_x+0.3E_y$ η διαθέσιμη οριακή μετακίνηση αστοχίας πριν την προσθήκη τοιχοπλήρωσης ήταν ίση με 730mm και μετά την προσθήκη έγινε ίση με 695mm. Έχουμε δηλαδή μια μείωση της τάξης του 4.8%. Το ίδιο παρατηρείται σε όλους τους συνδυασμούς φόρτισης. Έχει ενδιαφέρον η εξής παρατήρηση εδώ. Όταν δεν είχαμε πισίνα στην ανώτερη στάθμη του κτηρίου, η διαθέσιμη μετακίνηση (πλαστιμότητα) στην αστοχία όταν προστέθηκαν ισχυρές τοιχοπληρώσεις σε κάποιες περιπτώσεις αυξήθηκε και σε άλλες περιπτώσεις μειώθηκε. Εδώ σε όλους τους συνδυασμούς έχουμε μια τάση της κατασκευής να έχει μια πιο ψαθυρή συμπεριφορά. Άρα είναι δραστική η επιρροή που έχει η προσθήκη της μάζας στην οροφή στην διαθέσιμη πλαστιμότητα που μπορεί να αναπτύξει το κτήριο (με δυσμενή τρόπο). Είναι ένα στοιχείο άλλωστε μη κανονικότητας κατανομής μάζας καθ' ύψος που καθίσταται ο σημαντικότερος παράγοντας τελικά στην τελική δυναμική συμπεριφορά του κτηρίου (το κτήριο τείνει να γίνει πιο εύστρεπτο, αρχίζει να αυξάνεται η επιρροή ανώτερων ιδιομορφών κλπ).

Όσον αφορά την πλευρική αντοχή αυτή προφανώς αυξήθηκε όπως ήταν αναμενόμενο (στην $E_x+0.3E_y$ αυξήθηκε κατά 16% από 0.428g η μέγιστη επιτάχυνση για την κατάρρευση σε 0.509g τελικά). Σημαντικό στοιχείο είναι ότι στον φορέα χωρίς πρίσινα η αύξηση της πλευρικής αντοχής μόλις μπήκαν τοιχοπληρώσεις ήταν 32%, ενώ με την προσθήκη πρίσινας η αύξηση αυτή ήταν η μισή (της τάξης του 16%).

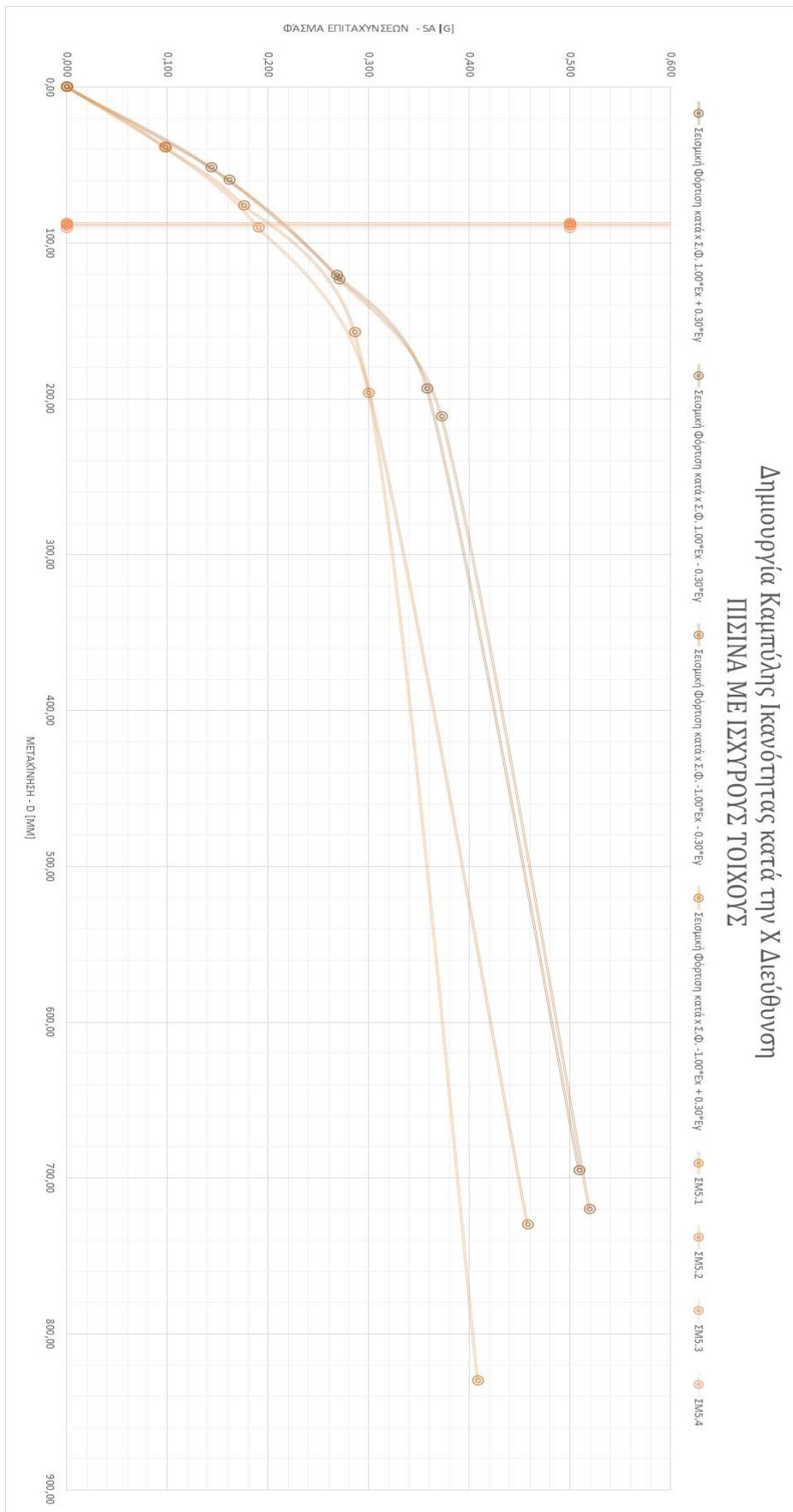
Ακολουθούν σε μορφή πινάκων και διαγραμμάτων, τα στοιχεία των καμπύλων ικανότητας της ενισχυμένης κατασκευής με πρίσινα, με επισήμανση των κρίσιμων συνδυασμών με πορτοκαλί χρώμα όπως και προηγουμένως.

Πίνακας 4.9: Σύγκριση μετακίνησης καμπόλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά X ισχυρές τοιχοπληρώσεις και με παρουσία πρίσινας στο δόμα.

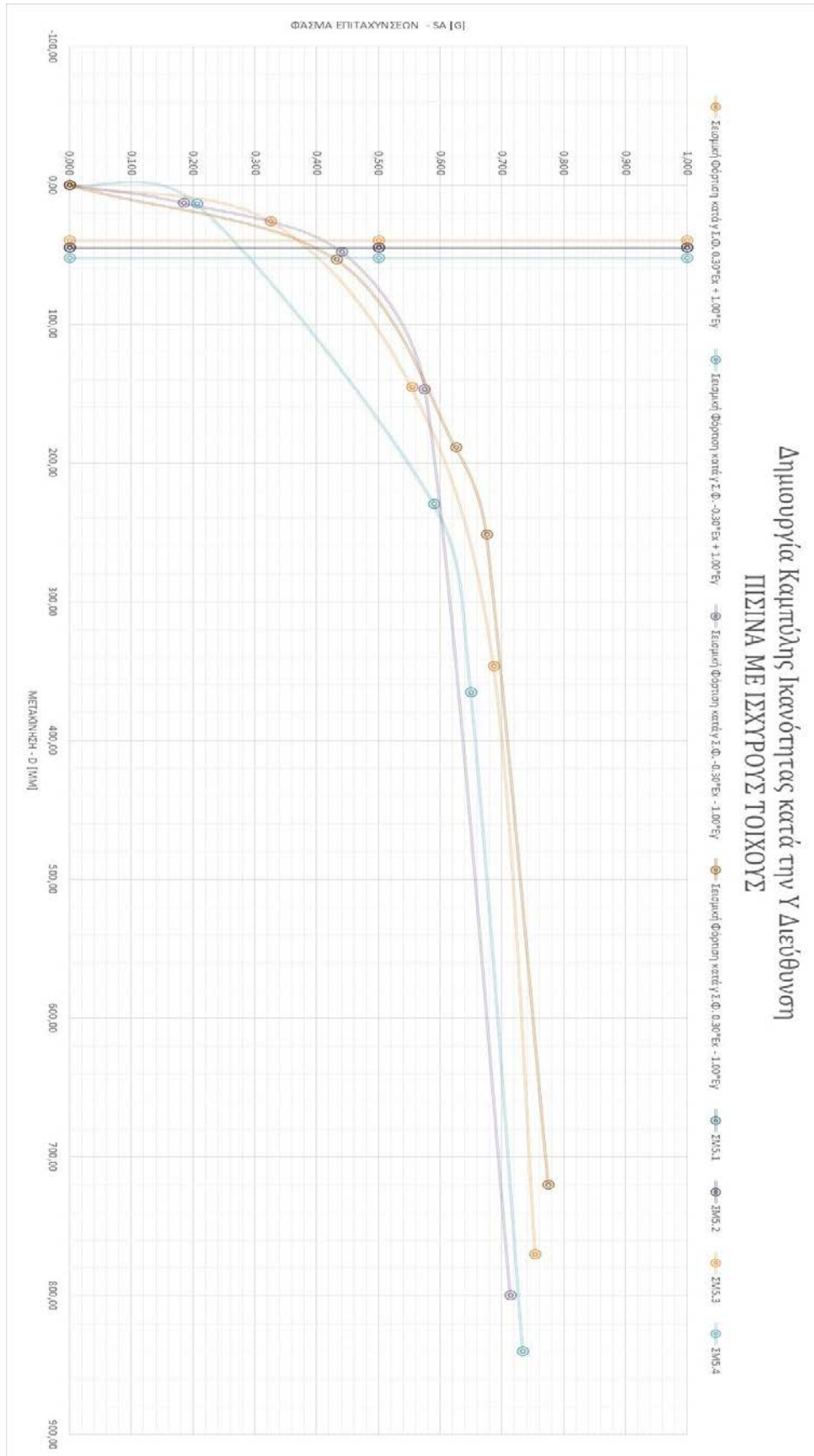
ΠΡΙΣΙΝΑ ΜΕ ΙΣΧΥΡΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ				Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)		
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $1.00^*E_x + 0.30^*E_y$	Μετακίνηση	Σημείο Στοχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ5.1	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	87,44
2	ΠΒ	0,143		51,60	0,5	87,44
3	ΣΒ	0,268		120,63	> 1	87,44
4	ΟΚ	0,358		193,68		
5	αυ	0,509		695		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $1.00^*E_x - 0.30^*E_y$	Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ5.2	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	88,82
2	ΠΒ	0,161		59,69	0,5	88,82
3	ΣΒ	0,271		123,59	> 1	88,82
4	ΟΚ	0,372		211,29		
5	αυ	0,519		720		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $-1.00^*E_x - 0.30^*E_y$	Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ5.3	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	88,38
2	ΠΒ	0,098		38,89	0,5	88,38
3	ΣΒ	0,176		75,92	> 1	88,38
4	ΟΚ	0,286		157,34		
5	αυ	0,458		730		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά x Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ. $-1.00^*E_x + 0.30^*E_y$	Μετακίνηση	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης ΣΜ5.4	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	90,76
2	ΠΒ	0,097		38,30	0,5	90,76
3	ΣΒ	0,19		89,87	> 1	90,76
4	ΟΚ	0,300		196,23		
5	αυ	0,408		830		
	a1					

Πίνακας 4.10: Σύγκριση μετακίνησης καμπύλης ικανότητας με μετακίνηση στόχο για φορτίσεις κατά Y με ισχυρές τοιχοπληρώσεις και με παρουσία πρίσνας στο δώμα

ΠΙΣΙΝΑ ΜΕ ΙΣΧΥΡΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ		Μέθοδος Στοχευμένης Μετακίνησης Μέθοδος συντελεστών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.1)				
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης	
					ΣΜ5.1	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	45,19
2	ΠΒ	0,325		25,95	0,5	45,19
3	ΣΒ	0,554		145,58	> 1	45,19
4	ΟΚ	0,687		346,41		
5	αυ	0,754		770		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης	
					ΣΜ5.2	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	45,04
2	ΠΒ	0,206		13,18	0,5	45,04
3	ΣΒ	0,590		229,60	> 1	45,04
4	ΟΚ	0,650		365,72		
5	αυ	0,734		840		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$-0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης	
					ΣΜ5.3	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	39,69
2	ΠΒ	0,185		12,74	0,5	39,69
3	ΣΒ	0,440		47,85	> 1	39,69
4	ΟΚ	0,575		146,99		
5	αυ	0,713		800		
	a1					
Σημεία	Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Φόρτιση κατά γ Φάσμα Επιταχύνσεων	Σ.Φ.	$0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$	Σημείο Στεχευόμενης Μετακίνησης	
					ΣΜ5.4	
		Sa [g]		d [mm]	Sa [g]	Δt [mm]
1		0,000		0,00	0	52,73
2	ΠΒ	0,432		53,49	0,5	52,73
3	ΣΒ	0,625		188,83	> 1	52,73
4	ΟΚ	0,675		251,65		
5	αυ	0,775		720		
	a1					



Σχήμα 4-11: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Χ διεύθυνση για πρίσινα με ισχυρούς τοίχους

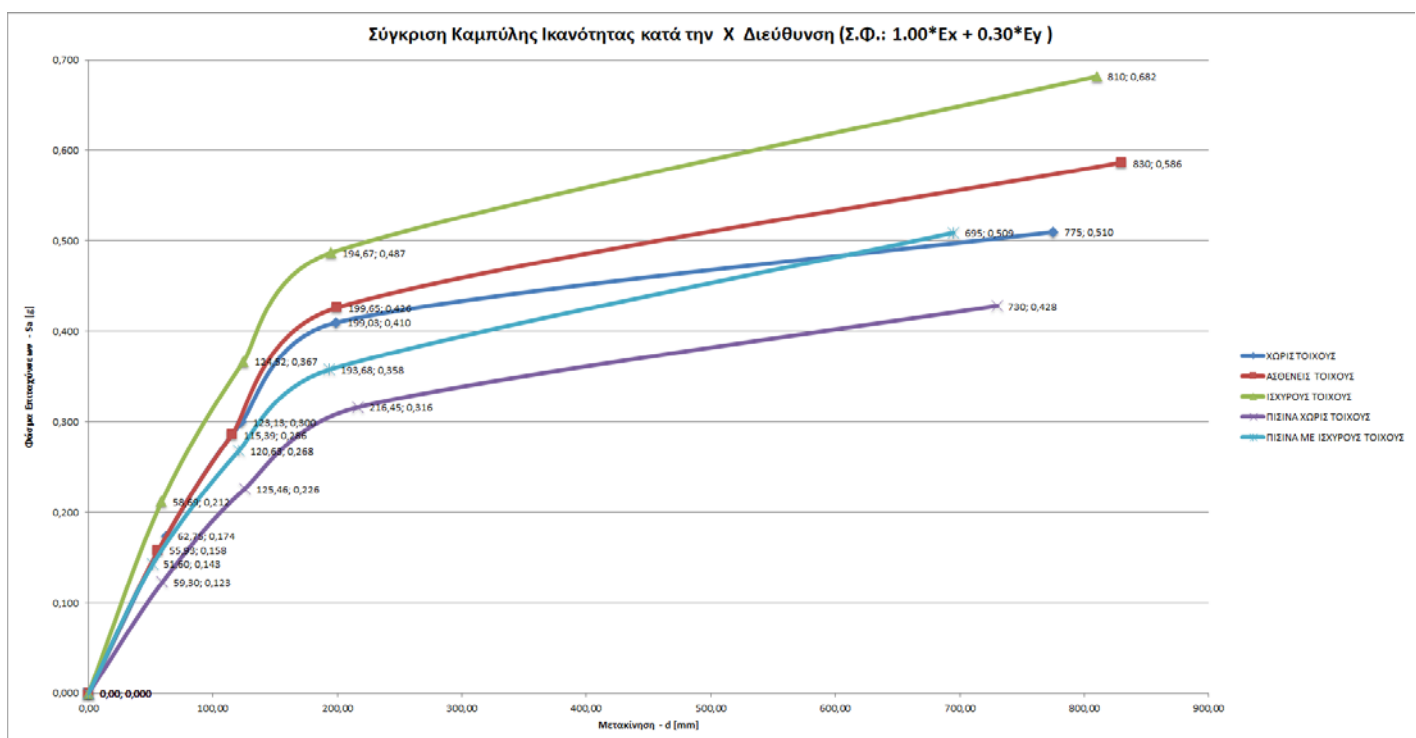


Σχήμα 4-12: Δημιουργία καμπύλης ικανότητας κατά τη Y διεύθυνση για πισίνα με ισχυρούς τοίχους

4.6. Σύγκριση των καμπύλων ικανότητας των 5 αναλύσεων Pushover

Παρατίθενται αρχικώς τα συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας που αφορούν και τις 5 υποπεριπτώσεις αναλύσεων, ήτοι:

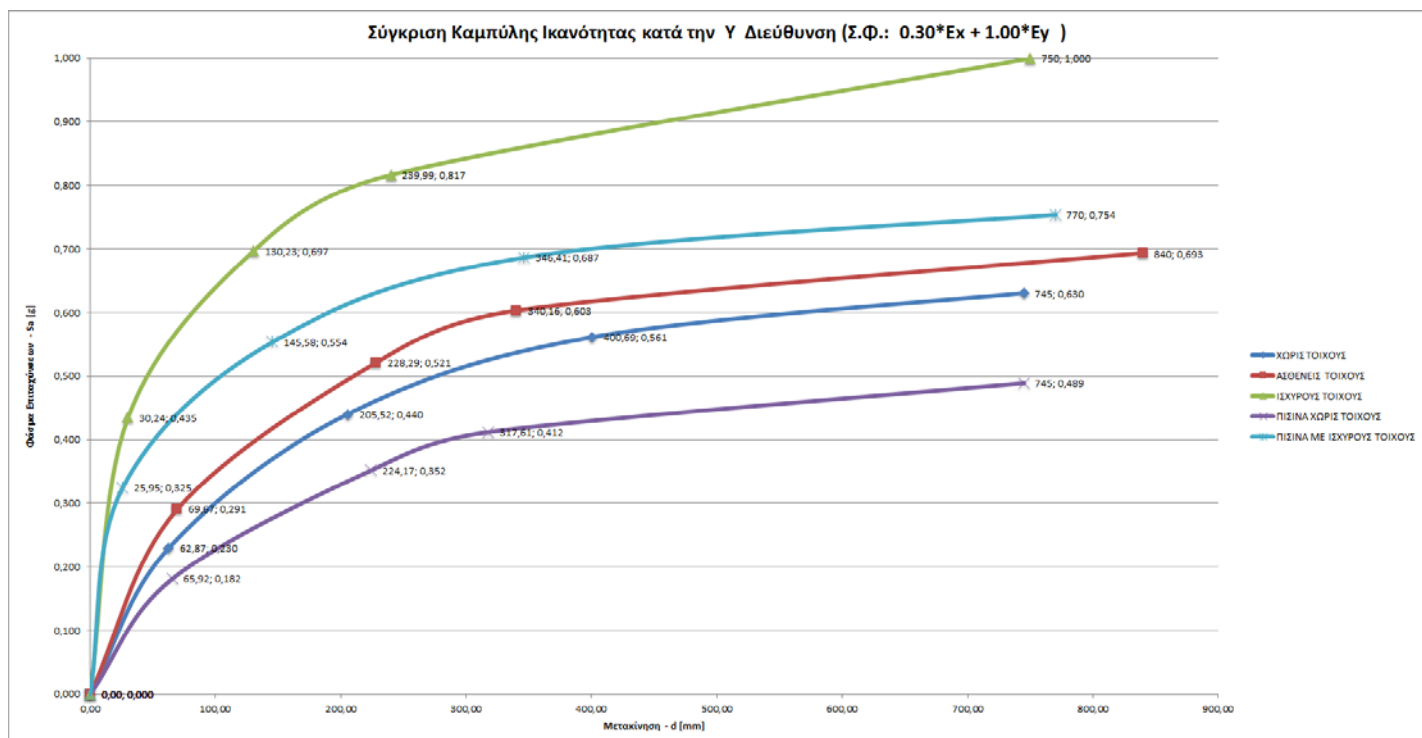
- 1.Ανάλυση χωρίς τοιχοπλήρωση
- 2.Ανάλυση με ασθενή τοιχοπλήρωση
- 3.Ανάλυση με ισχυρή τοιχοπλήρωση
- 4.Ανάλυση με πिसίνα και χωρίς τοιχοπλήρωση
- 5.Ανάλυση με πिसίνα και ισχυρή τοιχοπλήρωση



Σχήμα 4-13: Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά τη Χ διεύθυνση ($E_x+0.3E_y$)

Παρατηρείται στο παραπάνω συγκριτικό διάγραμμα ότι την καλύτερη συμπεριφορά (αναμενόμενα) την επιδεικνύει το κτήριο χωρίς πισίνα και με ισχυρούς τοίχους (πράσινη γραμμή). Ένα ενδιαφέρον στοιχείο είναι το γεγονός πως η πισίνα με ισχυρούς τοίχους παρουσιάζει μεν καλύτερη (οριακά) συμπεριφορά σε σχέση με την πισίνα χωρίς τοίχους όσον αφορά την αντοχή, αλλά είναι αρκετά χειρότερη η συμπεριφορά της όσον αφορά τη διαθέσιμη πλαστιμότητα. Μάλιστα σε επίπεδο πλαστιμότητας κατασκευής, η πισίνα με ισχυρούς τοίχους είναι και η δυσμενέστερη περίπτωση, ενώ σε επίπεδο αντοχών η πισίνα χωρίς τοίχους είναι σαφώς η χειρότερη περίπτωση. Σε σχέση με το πρώτο σημείο διαρροής, φαίνεται ότι όλες οι αναλύσεις συγκλίνουν, ωστόσο εμφανίζεται σαφής αύξηση του 1^{ου} σημείου διαρροής στην περίπτωση του κτηρίου χωρίς πισίνα με ισχυρά

τοιχοπληρώσεις (αύξηση κατά 15%). Τούτο όμως οδήγησε ταυτοχρόνως και σε μειωμένες διαθέσιμες πλαστιμότητες σε σχέση με τις υπόλοιπες αναλύσεις χωρίς την πισίνα. Ως εκ τούτου πρέπει σε κάθε περίπτωση να είναι πολύ προσεκτική η τοποθέτηση τοιχοπλήρωσης ως μορφή ενίσχυσης σε μια κατασκευή καθώς μειώνει ριζικά τις διαθέσιμες πλαστιμότητες. Πιθανόν να είναι προτιμότερο να μην κλειστούν όλα τα ανοίγματα της πυλωτής με τοιχοπλήρωση παρά μόνο μερικά (ίσως εναλλάξ) προκειμένου να αυξηθεί μεν η αντοχή αλλά να μην πέσει ριζικά και η διαθέσιμη πλαστιμότητα της κατασκευής. Ακολουθούν τα συγκριτικά διαγράμματα και κατά τη διεύθυνση Y για τον ενδεικτικό συνδυασμό $0.3E_x + E_y$.



Σχήμα 4-14: Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά την Y διεύθυνση ($0.3E_x + E_y$)

Το ανωτέρω διάγραμμα επαληθεύει όσα συμπεράναμε από τη διεύθυνση y. Η μόνη παρατήρηση είναι πως το κτήριο φαίνεται να διαθέτει σημαντικά μεγαλύτερη στιβαρότητα κατά τη διεύθυνση X παρά κατά τη διεύθυνση Y. Επιπλέον είναι αρκετά χαμηλότερες οι επιταχύνσεις σχεδιασμού στη διεύθυνση Y από ότι στη διεύθυνση X. Τέλος, μια ακόμα διαφοροποίηση είναι πως στη διεύθυνση Y παρατηρείται αρκετά μεγαλύτερη ανομοιομορφία μεταξύ των 5 φορτίσεων όσον αφορά το πρώτο σημείο διαρροής. Όπως φάνηκε στο σχήμα 4.13, στο πρώτο σημείο διαρροής και οι 5 περιπτώσεις φόρτισης πρακτικώς συνέπιπταν ενώ στη διεύθυνση Y έχουμε σαφή διαφοροποίηση ιδιαίτερα όσον αφορά την επιτάχυνση (λιγότερο σε σχέση με την μετακίνηση). Άρα παρατηρείται ότι στην ασθενή (τρόπον τινά) διεύθυνση είναι αρκετά πιο ευαίσθητη η ελαστική συμπεριφορά του κτηρίου σε σχέση με την ισχυρή διεύθυνση, και τούτο ίσως πρέπει να αποτελέσει και ένα γενικότερο κριτήριο στο

επιτελεστικότητάς του και μετακυλίεται στην κατώτερη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιωνεί κατάρρευση». Επιπλέον παρατηρούμε και ένα άλλο στοιχείο. Ότι υπάρχει σαφής διαφοροποίηση των απαιτούμενων μετακινήσεων από στάθμη σε στάθμη επιτελεστικότητας για τη διεύθυνση Υ, ενώ για τη διεύθυνση Χ πρακτικώς η απαίτηση είναι σχεδόν η ίδια. Τούτο είναι άλλο ένα στοιχείο που συνηγορεί το γεγονός ότι η ευαισθησία στην ελαστική συμπεριφορά ενός κτηρίου (επιρροή της από τον παραμικρό παράγοντα) οδηγεί και σε μεγάλες διαφοροποιήσεις στις απαιτήσεις στην μετελαστική συμπεριφορά του. Επιπλέον, ισχύουν προφανώς και τα όσα ειπώθηκαν σχετικά με τη δυσμενέστατη επίδραση που έχει στην επιτελεστικότητα η προσθήκη πρίστας στην οροφή για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης.

5. Συμπεράσματα

Οι τοιχοπληρώσεις έχουν σημαντική δυσκαμψία και αντοχή και η παρουσία τους μεταβάλλει ουσιαστικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, καθώς και τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της. Η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συνεισφέρει σημαντικά στη συνολική δυσκαμψία του πλαισίου, μειώνοντας τις μετακινήσεις κατά την επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων. Έτσι, για την σωστή αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, οι τοιχοπληρώσεις πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα.

Σε αντίθεση με τα μη τοιχοπληρωμένα κτήρια, στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτήρια η μετακίνηση αστοχίας είναι γενικά μεγαλύτερη από την στοχευόμενη μετακίνηση και το κτήριο παρουσιάζει βελτιωμένη συμπεριφορά σε σχέση με το μη τοιχοπληρωμένο. Ωστόσο, σε κάποια κτήρια παρατηρούνται αστοχίες των τοιχοπληρώσεων σε σχετικά μικρές μετακινήσεις. Αν ληφθεί ως κριτήριο αστοχίας του εκάστοτε κτηρίου η αστοχία των τοιχοπληρώσεων τότε και πάλι το κτήριο ενδέχεται να παρουσιάσει ανεπάρκεια.

Τα τοιχοπληρωμένα κτήρια με πιλοτή παρουσιάζουν συνήθως την δυσμενέστερη συμπεριφορά γιατί οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στο ισόγειο και εμφανίζουν αστοχίες στη βάση των υποστυλωμάτων, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει στην ολική κατάρρευσή τους. Όσο πιο ψηλά παρατηρούνται οι αστοχίες σε μια κατασκευή τόσο μειώνεται ο κίνδυνος ολικής κατάρρευσης της κατασκευής.

Η προσομοίωση μιας κατασκευής επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων και πρέπει να γίνεται προσεκτικά προσεγγίζοντας την πραγματική κατάσταση. Η τιμή της δυσκαμψίας των μελών μέσα στους κόμβους καθώς και της ενεργούς δυσκαμψίας των στοιχείων της κατασκευής επηρεάζει την σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Amato, G., Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2008). Infilled frames: Influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model. XIV WCEE. Beijing.
- Amato G., Fossetti M., Cavaleri L., & Papia M. (2009). An updated model of equivalent diagonal strut for infill panels. Workshop: Quali Prospettive per l'Eurocodice 8 alla luce delle esperienze italiane [Perspectives on Eurocode 8 basing on Italian experiences], Napoli.
- Asteris, P. G. (2003). Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. *Journal of Structural Engineering*, 129, 1071-1079.
- Bertero, V. V., & Brokken, S. (1983). Infills in seismic resistant building. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 109, 1337-1361.
- Bertoldi, S. H., Decanini, L. D., & Gavarini, C. (1993). Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: Confronto sperimentale e numerico [Infilled frames subjected to seismic actions, a simplified model: Experimental and numerical comparison]. *Atti del 6 Convegno Nazionale ANIDIS [Proceedings of the 6th national conference on seismic engineering ANIDIS]* (pp. 815-824). Perugia.
- Cavaleri, L., & Papia, M. (2003). A new dynamic identification technique: Application to the evaluation of the equivalent strut for infilled frames. *Engineering Structures*, 25, 889-901.
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014a). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 224-242.
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014b). Prediction of the additional shear action on frame members due to infills. *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi:10.1007/s10518-014-9668-z
- Cavaleri, L., Di Trapani, F., Macaluso, G., & Colajanni, P. (2014). Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls. *Materials and Structures*, 47, 39-262.
- Cavaleri L., Di Trapani F., & Papia M. (2013). Analysis of local shear effects in brick masonry infilled RC frames. *ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2013: 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (pp. 2962-2977). Kos Island.
- Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2005). Infilled frames: Developments in the evaluation of cyclic behaviour under lateral loads. *Structural Engineering and Mechanics*, 21, 469-494.
- Celarec, D., Ricci, P., & Dolsek, M. (2012). The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 35, 165-177.
- Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. (2002). A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2, 335-353.
- Crisafulli F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills (PhD Thesis). University of Canterbury, Christchurch.
- Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering*, 40, 69-77.
- DM (Ministerial Decree). (2008, January 14). Nuove norme tecniche per le costruzioni [New technical codes for constructions]. Rome: Ministry of Infrastructures and Transportations.

- Dawe J. L., & Seah C. K. (1989). Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. Proceedings of the 5th Canadian Masonry Symposium (pp. 329-340). Vancouver, BC.
- Decanini, L. D., Liberatore, L., & Mollaioli, F. (2014). Strength and stiffness reduction factors for in-filled frames with openings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13, 437-454.
- Dolsek, M., & Fajfar, P. (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - A deterministic assessment. *Engineering Structures*, 30, 1991-2001.
- Doudoumis, I. N. (2007). Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading. *Engineering Structures*, 29, 1004-1024.
- Doudoumis, I. N., & Mitsopoulou E. N. (1986). Non-linear analysis of multi-storey infilled frames for unilateral contact condition. Proceedings of 8th European Conference on Earthquake Engineering (Vol. 3, pp. 63-70). Lisbon.
- Dowell, R. K., Seible, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot hysteresis model for reinforced concrete members. *Structural Journal (ACI)*, 95, 607-617.
- Durrani A. J., & Luo Y. H. (1994). Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infill. Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills. Report NCEER- 94-0004.
- El-Dakhkhni, W., Elgaaly, M., & Hamid, A. (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 129, 177-185.
- Eurocode 8. (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: CEN.
- FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, DC: Federal Emergency Management.
- FESPA, Pushover Manual, Αθήνα, 2015
- Fiore, A., Netti, A., & Monaco, P. (2012). The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings. *Engineering Structures*, 44, 133-145.
- Fiore, A., Porco, F., Raffaele, D., & Uva, G. (2012). About the influence of the infill panels over the collapse mechanisms activated under pushover analyses: Two case studies. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 39, 11-22.
- Giambanco, G., Fileccia Scimemi, G., & Spada, A. (2012). The interphase element. *Computational Mechanics*, 50, 353-366.
- Holmes M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. Proceedings of Institution of Civil Engineers. Paper No. 6501, 473-478. eISSN 1753-7789.
- Jones, R. M. (1998). *Mechanics of composite materials* (2nd ed.). Ann Arbor, MI: Taylor and Francis.
- Kakaletsis, D. J., & Karayannis, C. G. (2009). Experimental investigation of infilled reinforced concrete frames with openings. *ACI Structural Journal*, 102, 132-141.
- Klingner, R. E., & Bertero, V. V. (1978). Earthquake resistance of infilled frames. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 104, 973-989.
- Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P. B., & Willam, K. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers and Structures*, 89, 1026-1037.

- Lofti, H. R., & Shing, P. B. (1991). An appraisal on smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers and Structures*, 41, 413-425.
- Lofti, H. R., & Shing, P. B. (1994). Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 120, 63-80.
- Madan, A., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., & Valles, R. E. (1997). Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 123, 1295-1302.
- Mainstone, R. J. (1971). On the stiffness and strength of infilled frames. *Proceedings of Institute of Civil Engineers*, London, 7360S, 57-89.
- Mainstone, R. J. (1974). Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames Current Paper CP 13/74. UK: Building Research Station.
- Mallick, D. V., & Severn, R. T. (1967). The behaviour of infilled frames under static loading. *Proceedings of Institute of Civil Engineers*, 38, 639-656.
- Mander, J. B., & Nair, B. (1994). Seismic resistance of brick infilled steel frames with and without retrofit. *The Masonry Journal*, 12, 24-37.
- Mander, J. B., Nair, B., Wojtkowski, K., & Ma, J. (1993). Experimental study on the seismic performance of brick infilled steel frames with and without retrofit (Tech Rep No. 93-0001). NCEER: Buffalo, NY.
- Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuler, M. P., & Noland, J. L. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 122, 228-237.
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Finite element modelling of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, 123, 604-613.
- Mondal, G., & Jain, S. K. (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake Spectra*, 24, 701-723.
- Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N. (1996). Seismic response of infilled RC frames structures. XXI WCEE. Acapulco.
- Papia, M. (1988). Analysis of infilled frames using a coupled finite element and boundary element solution scheme. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 26, 731-742.
- Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 16, 675-693.
- Saneinejad, A., & Hobbs, B. (1995). Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, 121, 634-650.
- Shing, P. B., & Mehrabi, A. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4, 320-331.
- Shing, P. B., & Stavridis, A. (2014). Analysis of seismic response of masonry-infilled RC frames through collapse. *ACI Structural Journal, Special Publication*, 297, 7.
- Spada, A., Giambanco, G., & Rizzo, P. (2009). Damage and plasticity at the interfaces in composite materials and structures. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 198, 3884-3901.
- Stafford Smith, B. (1966). Behaviour of the square infilled frames. *Structural Division (ASCE)*, 92, 381-403.
- Stafford Smith, B., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *ICE Proceedings, Paper No. 7218*. 31-48.

- Tasnimi, A. A., & Mohebkhab, A. (2011). Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, 33, 968-980.
- Uva, G., Porco, F., & Fiore, A. (2012). Appraisal of masonry infill walls effect in the seismic response of RC framed buildings: A case study. *Engineering Structures*, 34, 514-526.
- Valiasis, T. N., Stylianidis, K. C., & Penelis, G. G. (1993). Hysteresis models for weak brick masonry infills in R/C frames under lateral reversals. *European Earthquake Engineering*, 1, 1-9.
- Zarnic R., & Gostic S. (1997). Masonry infilled frames as an effective structural subassemblage. In P. Fajfar & H. Krawinkler (Eds.), *Seismic design methodologies for the next generation of codes* (pp. 335-346). Rotterdam: Balkema.
- Ψυχάρης Ι, 2011, Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας ΕΜΠ, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.