

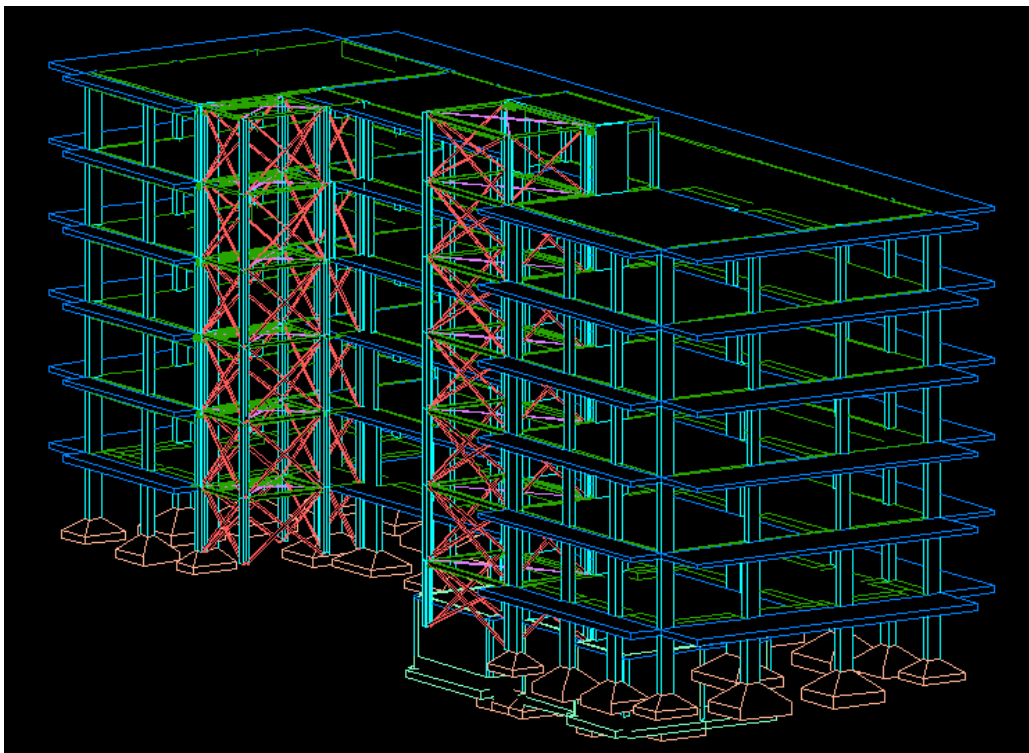


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΟΛΥΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΕΠΙ ΡΙΛΟΤΙΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΧΩΡΙΚΑ ΠΛΑΙΣΙΑ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μπάκας Σ. Αναστάσιος Θεόδωρος

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Νοέμβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/48

Μπάκας Α.Θ.Σ. (2016).
Αντισεισμική ενίσχυση πολυκατοικίας επί pilotis με μεταλλικά χωρικά πλαίσια
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/48
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Bakas A.T.S. (2016).
Seismic retrofitting of apartment building supported on piloti using steel space frames
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/48
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract	5
Ευχαριστίες	6
1 Εισαγωγή.....	7
1.1 Σκοπός και αφορμή	7
1.2 Χαρακτηριστικά και αδυναμίες κτιρίων της δεκαετίας του 1970.....	7
1.3 Χαρακτηριστικά και αδυναμίες του εξεταζόμενου κτιρίου	9
1.4 Κανονισμοί στους οποίους στηρίχθηκε η παρούσα μελέτη αποτίμησης-ενίσχυσης.....	10
1.5 Δομή και μεθοδολογία εκπόνησης της μελέτης αποτίμησης – ενίσχυσης	10
1.5.1 Κατασκευή του προσομοιώματος του φορέα.....	11
1.5.2 Αποτίμηση του προσομοιώματος της αρχικής κατασκευής	11
1.5.3 Σχεδιασμός επιπρόσθετης μεταλλικής κατασκευής ενίσχυσης	11
1.5.4 Αποτίμηση του νέου φορέα και οριστικοποίηση της τελικής λύσης	11
1.5.5 Διαστασιολόγηση των συνδέσεων του μεταλλικού φορέα.....	12
1.5.6 Καταγραφή των συμπερασμάτων	12
2 Θεωρητικό υπόβαθρο.....	13
2.1 Συνοπτική αναφορά και παραδοχές ως προς τις εφαρμοζόμενες διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	13
2.2 Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8 και θεωρητικές έννοιες	15
2.2.1 Σεισμικός συνδυασμός.....	15
2.2.2 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού.....	15
2.2.3 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ-8	16
2.2.4 Δείκτης πλαστιμότητας μ	17
2.2.5 Συντελεστής συμπεριφοράς q	17
2.2.6 Κανονικότητα κτιρίων.....	18
2.2.7 Φορτίο διαρροής.....	18
2.2.8 Πλαστική άρθρωση	19
3 Προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου	20
3.1 Γενική περιγραφή του κτιρίου.....	20
3.2 Το στατικό πρόγραμμα Fespa.....	20
3.2.1 Οντότητες-Παράμετροι-Εντολές.....	21
3.2.2 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων.....	21

3.2.3	Προσομοίωση μαζών	21
3.2.4	Ελευθερίες κίνησης	22
3.2.5	Επιλύσεις προσομοιώματος	22
3.3	Υλικά προσομοιώματος	22
3.3.1	Σκυρόδεμα C16/20 (B225).....	22
3.3.2	Χάλυβας S400 (StIII)	22
3.4	Οπλισμοί του υφιστάμενου φορέα	23
3.4.1	Οπλισμοί πλακών	23
3.4.2	Οπλισμοί δοκών	23
3.4.3	Οπλισμοί υποστυλωμάτων	23
3.4.4	Οπλισμοί τοιχωμάτων	23
3.4.5	Οπλισμοί θεμεμείωσης τοιχωμάτων	23
3.4.6	Οπλισμοί πεδίων	23
3.4.7	Επικαλύψεις	23
3.5	Φορτία κατασκευής	24
3.5.1	Μόνιμα φορτία	24
3.5.2	Κινητά φορτία	24
3.5.3	Σεισμικά φορτία	24
3.6	Διαδικασία προσομοίωσης	24
3.7	Ευλόγιοι και στατικό προσομοίωμα του υφιστάμενου φορέα	25
4	Σεισμική αποτίμηση του υφιστάμενου δομήματος	28
4.1	Γενικά	28
4.2	Στάθμες επιτελεστικότητας και στόχοι σεισμικής ικανότητας.....	28
4.2.1	Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	28
4.2.2	Στόχοι σεισμικής ικανότητας	30
4.2.3	Στόχοι σεισμικής ικανότητας υφιστάμενης κατασκευής	30
4.3	Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας και καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας	31
4.3.1	Καμπύλη F – δ δομικού στοιχείου	31
4.3.2	Καθορισμός των ιδιοτήτων των υλικών στο προς αποτίμηση προσομοίωμα.....	33
4.3.3	Η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover).....	34
4.3.4	Καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας	39
4.4	Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας	40
4.4.1	Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ΙΜΣ)	41
4.4.2	Κατασκευή φάσματος ικανότητας (ADRS).....	42
4.4.3	Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης	43

4.5	Εφαρμογή της μεθόδου pushover στο υφιστάμενο κτίριο	43
4.5.1	Ιδιομορφές του υφιστάμενου φορέα	44
4.5.2	Διαγράμματα $M - \theta$ των μελών του φορέα.....	45
4.5.3	Φάσματα απαίτησης – ικανότητας (ADRS) και καμπύλες ικανότητας του υφιστάμενου φορέα.....	48
4.6	Σχόλια επί των διαγραμμάτων απαίτησης – ικανότητας (ADRS).....	54
4.7	Συμπεράσματα από την αποτίμηση του φορέα	59
5	Ενίσχυση του υφιστάμενου φορέα.....	61
5.1	Γενικά περί επεμβάσεων και επιλογή τύπου επέμβασης.....	61
5.1.1	Ορισμοί βασικών εννοιών.....	61
5.1.2	Κριτήρια επιλογής του τύπου δομητικής επέμβασης.....	62
5.1.3	Τύποι δομητικής επέμβασης	62
5.1.4	Επιλογή του τύπου επέμβασης.....	63
5.2	Επιλογή της προς ενίσχυση του φορέα εφαρμοζόμενης λύσης.....	63
5.2.1	Διαδικασία επιλογής της εφαρμοζόμενης λύσης ενίσχυσης.....	63
5.2.2	Παραλλαγές της γενικής λύσης ενίσχυσης	65
5.3	Διαστασιολόγηση των πρόσθετων μεταλλικών φορέων	67
5.3.1	Παραδοχές, υλικά και συνδυασμοί φόρτισης	67
5.3.2	Στατική επίλυση του νέου ενιαίου φορέα	69
5.3.3	Έλεγχοι μεταλλικών μελών και διαστασιολόγηση	73
5.4	Σεισμική αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα.....	76
5.4.1	Συνοπτική περιγραφή διαδικασίας αποτίμησης.....	77
5.4.2	Φάσματα απαίτησης – ικανότητας (ADRS) και καμπύλες ικανότητας του ενισχυμένου φορέα.	78
5.4.3	Σχόλια επί των διαγραμμάτων απαίτησης – ικανότητας (ADRS) του ενισχυμένου φορέα.....	83
5.4.4	Ιδιομορφές του ενισχυμένου φορέα.....	87
5.4.5	Συμπεράσματα από την αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα.....	89
5.5	Συνδέσεις των νέων μεταλλικών φορέων.....	90
5.5.1	Σύνδεση υποστυλώματος K186(0) με κατακόρυφο διαγώνιο σύνδεσμο Δ37.1.....	91
5.5.2	Σύνδεση υποστυλώματος K186(0) με οριζόντια δοκό Δ53.1	94
6	Συμπεράσματα	97
7	Βιβλιογραφία.....	101

**Αντισεισμική ενίσχυση πολυκατοικίας επί pilotis με μεταλλικά
χωρικά πλαίσια**

Μπάκας Α.Θ.Σ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας, είναι η σεισμική αποτίμηση και η απαιτούμενη ενίσχυση, υπάρχουσας πολυκατοικίας σκυροδέματος επί pilotis.

Αρχικά γίνεται η κατασκευή, του γεωμετρικού και στατικού προσομοιώματος, του υφιστάμενου φορέα. Κατα την ανάπτυξη του προσομοιώματος εξασφαλίζεται ότι η γεωμετρία και οι οπλισμοί των διατομών, αντιστοιχούν στα δεδομένα της αρχικής μελέτης της κατασκευής.

Ακολουθεί η σεισμική αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα, με την μέθοδο των σταθμών επιτελεστικότητας και βασιζόμενη στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, επιλέγονται οι προς έλεγχο στόχοι σεισμικής ικανότητας, εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) για τριάντα δύο διαφορετικές περιπτώσεις οριζόντιας φόρτισης και κατασκευάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας και τα φάσματα απαίτησης – ικανότητας (ADRS). Προσδιορίζονται σε κάθε φάσμα ικανότητας, οι στάθμες επιτελεστικότητας και τα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας. Πραγματοποιείται ο έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας και αποδεικνύεται η σεισμική ανεπάρκεια, του υφιστάμενου φορέα.

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η διαδικασία αναζήτησης της εφαρμοζόμενης λύσης ενίσχυσης, με βάση την οποία επιλέγεται η τελικώς εφαρμοζόμενη λύση. Η επιλεγθείσα λύση περιλαμβάνει την κατασκευή μεταλλικών χωρικών πλαισίων κατάλληλα συνδεδεμένων με το υπάρχον κτίριο και με σκοπό την αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της συνολικής πλαστιμότητας του υφιστάμενου φορέα. Οι νέοι μεταλλικοί φορείς (χωρικά πλαίσια), διαστασιολογούνται με βάση τους Ευρωκώδικες και στη συνέχεια αποτιμάται η σεισμική επάρκεια του νέου ενιαίου φορέα, που προκύπτει από την σύνδεση του υφιστάμενου με τα νέα κτίρια. Η αποτίμηση γίνεται, όπως προηγουμένως, με την μέθοδο των σταθμών επιτελεστικότητας και αποδεικνύεται πως η εφαρμοζόμενη λύση καθιστά τον φορέα επαρκή, έναντι των προκαθορισμένων στόχων.

Τέλος καταγράφονται οι παρατηρήσεις και τα συμπεράσματα που προκύπτουν, από την σύγκριση των δύο φορέων (του υφιστάμενου και του ενισχυμένου), αλλά και από τον έλεγχο της εφαρμοζόμενης λύσης, ως προς τα τεχνικά και γενικά κριτήρια που προβλέπει ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων.

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2016/48

Seismic retrofitting of apartment building supported on piloti using steel space frames

Bakas A.T.S. (supervised by Avraam T.)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the seismic evaluation and retrofitting, of an existing apartment building made of reinforced concrete and supported on piloti.

Firstly the geometrical and static model of the existing building is being developed. During the development of the model, it is ensured that the geometry and the steel reinforcement of the structural elements are identical to those of the original design of the structure.

After this, the seismic evaluation of the existing building follows, based on the performance-based design and conforming to the provisions of KAN.EPE. Particularly, the seismic capacity targets are specified, pushover analysis is performed for thirty two different cases of horizontal loading and the corresponding capacity curves and requirement – capacity acceleration – displacement response spectra (ADRS) are produced. For each capacity spectrum the performance levels and the corresponding performance points are identified. Target capacity check is performed and it is proven that it is not satisfied.

Next, the procedure of searching of the seismic retrofitting solution to be applied is presented, on which the final choice is based. The selected solution includes the construction of steel space frames, appropriately connected to the existing building, aiming to increase the strength, stiffness and global ductility of the existing structure. The new steel structures (space frames) are designed based on the Eurocodes and then the seismic capacity of the new integrated structure, resulting from the connection of the existing with the new buildings, is evaluated. The evaluation is also performed using the method of performance-based design and it is proved that the applied solution satisfies the target capacity check.

Finally, the observations and conclusions drawn from the comparison of the two structures (existing and retrofitted), as well as the check of the applied solution regarding the technical and general criteria laid out by the KAN.EPE., are noted down.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά, τον επιβλέποντα καθηγητή της παρούσας διπλωματικής εργασίας κ. Αβραάμ Τάσο, Επίκουρο καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., αφενός γιατί μου έδωσε την ευκαιρία να εργαστώ πάνω σε ένα από τα πλέον ενδιαφέροντα θέματα και αφετέρου, για την καθοδήγηση και τις κρίσιμες παρατηρήσεις, κατά την εκπόνηση της εν λόγω εργασίας.

Θα ήθελα ακόμα να ευχαριστήσω, τον αδερφό μου Κωνσταντίνο Μπάκα και τον φίλο μου Γιώργο Παπαζαφειρόπουλο, για την βοήθεια που μου προσέφεραν κατά τη μορφοποίηση των κειμένων της εργασίας.

Τέλος ευχαριστώ την οικογένειά μου και όλους όσους άμεσα και έμμεσα, προσέφεραν την στήριξή τους κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός και αφορμή

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι η αντισεισμική ενίσχυση υπάρχουσας πολυκατοικίας σκυροδέματος, με μεταλλικά χωρικά πλαίσια. Η πολυκατοικία έχει κατασκευαστεί το 1979, με βάση τον παλαιό Κανονισμό Σκυροδέματος (ΦΕΚ, Κανονισμοί για την μελέτη και εκτέλεση έργων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, Ιούλιος 1954) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό (ΦΕΚ, Αντισεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων, Φεβρουάριος 1959).

Ως γενικότερος στόχος ορίζεται επιπλέον, η ανάδειξη της δυνατότητας πρακτικών και σχετικώς οικονομικών λύσεων, με χρήση μεταλλικών στοιχείων, κατά την αντισεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών σκυροδέματος.

Αφορμή για την εργασία αυτή αποτέλεσαν οι παρατηρούμενες αστοχίες, ύστερα από τον σεισμό της Πάρνηθας (1999) στο εν λόγω κτίριο, αλλά και ο προβληματισμός περί των δυνατών επιβαλλόμενων λύσεων.

1.2 Χαρακτηριστικά και αδυναμίες κτιρίων της δεκαετίας του 1970

Σύμφωνα με στοιχεία του Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδος (Β.Νάκος, Ιούνιος 2005), τα $\frac{3}{4}$ του συνολικού κτιριακού αποθέματος της χώρας, έχουν κατασκευαστεί πρό του 1985. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι ο μεγαλύτερος όγκος των κτιριακών κατασκευών είτε υπόκειται στους κανονισμούς 1954/59, είτε έχει κατασκευαστεί σε περίοδο χωρίς θεσμοθετημένες κανονιστικές διατάξεις. Το γεγονός αυτό αποδεικνύει την ευρύτητα που διαθέτει ως προς την εφαρμογή του, το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Όπως αναφέρουν οι (Ρεπαπής Κ., 2006), τα κτίρια κατασκευής προ του 1985 μπορούν να ενταχθούν σε δύο κατηγορίες οι οποίες είναι:

- i. Κτίρια δεκαετίας 1960
- ii. Κτίρια δεκαετίας 1970

Ως προς τα χαρακτηριστικά των κτιρίων δεκαετίας 1970 αναφέρεται επίσης ότι: « Σε σχέση με τα κτίρια δεκαετίας 1960, χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερο πλήθος ορόφων, αραιότερη διάταξη υποστυλωμάτων και ενδεχόμενη ασυνέχεια τοιχοποιίας στο ισόγειο (πυλωτή). Συνήθως τα κτίρια αυτά έχουν πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα, στο φρέαρ του ανελκυστήρα. Όπως και στα κτίρια της δεκαετίας του 1960, δεν έχουν ακολουθηθεί διατάξεις ικανοτικού σχεδιασμού και λεπτομερειών όπλισης με στόχο την εξασφάλιση πλαστιμότητας»

Το εν λόγω κτίριο έχει κατασκευαστεί το 1979 και ως εκ τούτου εμπίπτει στην κατηγορία κτιρίων του 1970. Με βάση τα δεδομένα της παραπάνω δημοσίευσης, τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τα δεδομένα της πραγματικότητας, καταγράφονται παρακάτω τα μειονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα κτίσματα της περιόδου αυτής ως εξής:

1. Οι σεισμικές δράσεις αντιμετωπίζονται ως φαινόμενο στατικό και όχι δυναμικό. Αγνοούνται κατά συνέπεια οι δυσμενείς επιδράσεις, λόγω της ανακυκλιζόμενης και μεταβαλλόμενης ως προς το μέτρο και την διεύθυνση σεισμικής φόρτισης.

2. Λαμβάνεται ως κατανομή φόρτισης η ορθογωνική, έναντι της ανεστραμμένης τριγωνικής που εφαρμόστηκε αργότερα (Αντσεισμικός Κανονισμός 1985).

3. Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων γίνεται κατ'αναλογία με την μάζα του δομήματος, μέσω ενός συντελεστή ϵ , οι μικρές τιμές του οποίου οδηγούν σε εφαρμογή μικρότερων σεισμικών δράσεων.

4. Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται κατά την στατική επίλυση των κτιρίων είναι απλοποιημένα. Οι φορείς δεν αντιμετωπίζονται ως χωρικά πλαίσια ενώ σε πολλές περιπτώσεις, τα ζυγώματα των πλαισίων επιλύονται ως αμφιέριστοι δοκοί.

5. Απουσία ελέγχου κανονικότητας. Συχνό το φαινόμενο ακανονικών κτιρίων.

6. Μείωση των υποστυλωμάτων σε αριθμό και διατομή καθ'όροφο.

7. Απουσία 'καθαρών' πλαισιακών συστημάτων.

8. Μη πλάστιμα τοιχώματα ή πλήρης απουσία τοιχωμάτων.

9. Τοιχώματα χωρίς διαμόρφωση κρυφού υποστυλωμάτων στα άκρα τους.

10. Επιφανειακές θεμελιώσεις και απουσία υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα.

11. Απουσία πεδιλοδοκών και συνδετηρίων δοκών στη θεμελίωση (Συχνή η θεμελίωση με μεμονομένα πέδιλα).

12. Παρουσία φυτευτών υποστυλωμάτων.

13. Παρουσία κοντών υποστυλωμάτων (φύσει ή θέσει).

14. Παρουσία εμμέσων στηρίξεων.

15. Μη απαίτηση ελέγχου του σχετικού βέλους.

16. Απουσία ελέγχων ευστάθειας (φαινόμενα 2ας τάξεως). Οι έλεγχοι στηρίζονταν στην αρχή των επιτρεπομένων τάσεων της διατομής και όχι στην συνολική αντοχή του μέλους.

17. Απουσία ελέγχων για τα κατακόρυφα στοιχεία παρά μόνο για τα περιμετρικά.

18. Μικρότερες διατομές ακόμα και 25/25 για τα υποστυλώματα, ιδιαίτερα εκείνων των ανώτερων ορόφων.

19. Χαμηλά ποσοστά διαμήκους αλλά και εγκάρσιου οπλισμού. Υπάρχουν περιπτώσεις όπου ο διαμήκης οπλισμός υποστυλωμάτων είναι μικρότερος του 1% επί της διατομής, ελάχιστο ποσοστό που προβλέπεται από τους σύγχρονους κανονισμούς. Συναντάται επιπλέον η χρήση συνδετήρων διαμέτρου Φ6.

20. Απουσία επαρκών μηκών αγκύρωσης και αλληλοεπικαλύψεων.

21. Ανεπάρκεια αλλά και λάθος τοποθέτηση των οπλισμών στο σώμα του κόμβου, παράγοντας κρίσιμος ειδικά κατά την σεισμική φόρτιση όπου θα απαιτηθεί από την κατασκευή οι κόμβοι να λειτουργήσουν ικανοτικά, συνεισφέροντας στην συνολική της πλαστιμότητα.

22. Ανεπαρκείς επικαλύψεις των οπλισμών, γεγονός που εμποδίζει την αποδοτική λειτουργία τους, αυξάνει τον κίνδυνο εξόλκευσης αλλά και τους εκθέτει στην διάβρωση του περιβάλλοντος.

23. Απουσία ικανοτικού σχεδιασμού (κρίσιμος στην συνολική διαθέσιμη πλαστιμότητα της κατασκευής).

24. Απουσία της λογικής περί πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων κατά την όπλιση, χαρακτηριστικά αναφέρεται:

- Απουσία θεώρησης κρίσιμων περιοχών
- Απουσία οπλισμού περίσφιγξης
- Αραιή διάταξη συνδετήρων

- Μικρά μήκη αγκυρώσεως
25. Σκυροδέματα χαμηλότερης ποιότητας σε σύγκριση με τα σημερινά.
26. Χάλυβας που υστερεί σε πλαστιμότητα και λείος (χωρίς νευρώσεις).

Σε αυτά τα μειονεκτήματα μπορούν ακόμα να προστεθούν:

27. Απουσία σχεδίων λεπτομερειών όπλισης, όπως σχέδια που περιλαμβάνουν τις λεπτομέρειες των διατομών των υποστυλωμάτων και τα αναπτύγματα των οπλισμών των δοκών.

28. Κατασκευαστικές παρατυπίες, όπου κατά παρέκκλιση των σχεδίων δεν τοποθετούνταν ο προβλεπόμενος οπλισμός.

Μπορεί ωστόσο να καταγραφεί ως θετικό στοιχείο, η μικρότερη μάζα των κατασκευών συγκριτικά με τις σημερινές. Ο παράγοντας αυτός οδηγεί στην ανάπτυξη μικρότερων αδρανειακών δυνάμεων κατά την σεισμική διέγερση και συνεπώς μικρότερων απαιτήσεων από την κατασκευή.

1.3 Χαρακτηριστικά και αδυναμίες του εξεταζόμενου κτιρίου

Το εξεταζόμενο κτίριο, ως κατασκευή της δεκαετίας του 1970, χαρακτηρίζεται από το σύνολο των προηγούμενων καταγεγραμμένων μειονεκτημάτων με εξαίρεση τα μειονεκτήματα: (12),(13),(14),(17).

Διακρίνεται ωστόσο από ορισμένα επιπλέον μειονεκτήματα, τα οποία είναι:

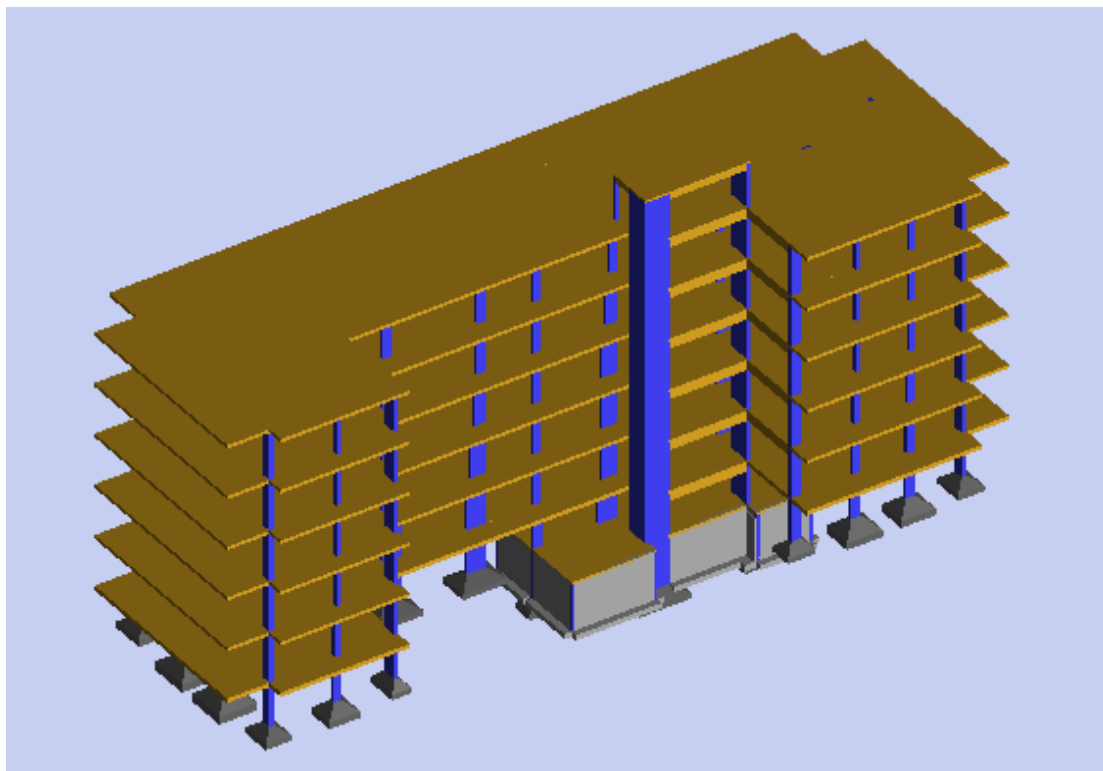
1. Εκτεταμένη χρήση ενισχυμένων ζωνών, έναντι κανονικών σε γεωμετρία δοκών.
2. Απουσία δοκών στα περισσότερα εκ των θεωρούμενων πλαισίων, κατά την μικρότερη και συνεπώς ασθενέστερη διεύθυνση της κάτοψης.
3. Μεγάλοι σε κάτοψη εξώστες-πρόβολοι που επιβαρύνουν με την μάζα τους την κατασκευή και μεταβιβάζουν τις δράσεις τους κυρίως σε “μη καθαρά” πλαίσια ενός ανοίγματος.
4. Υδρορροές που διέρχονται εντός των υποστυλωμάτων και αποχετεύσεις που διέρχονται πλησίον των κόμβων των πλαισίων. Το γεγονός αυτό μεταβάλλει επί το δυσμενέστερο τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών, ενώ σε ενδεχόμενη αστοχία και διαρροή εκτίθενται οι οπλισμοί σε συνθήκες έντονης διάβρωσης.

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 1.1, το κτίριο παρουσίασε αστοχίες κατά τον σεισμό της Πάρνηθας (1999). Οι βλάβες αυτές αφορούν κυρίως σε εκτεταμένες και διαμπερείς ρωγμές, του συνόλου σχεδόν των τοιχοπληρώσεων του Α' ορόφου και κυρίως κατά την μικρότερη διεύθυνση της κάτοψης. Να σημειωθεί εδώ πως εμφανείς βλάβες σε υποστυλώματα δεν παρατηρήθηκαν. Δεν επιχειρήθηκε όμως και αποκάλυψη των κρίσιμων περιοχών (κόμβων) ώστε να επιβεβαιωθεί η κατάστασή τους. Όσον αφορά τις κύριες δοκούς του δομήματος, ομοίως δεν έγινε αποκάλυψη των κρίσιμων περιοχών ή κάποια άλλη διερευνητική διαδικασία, προκειμένου να επιβεβαιωθεί η κατάστασή τους.

Το σύνολο των εκ της αρχικής κατασκευής μειονεκτημάτων του κτιρίου, σε συνδυασμό με τις διαπιστωμένες λόγω του σεισμού της Πάρνηθας βλάβες, οδηγούν

στο συμπέρασμα πως η σεισμική επάρκεια του δομήματος είναι αμφισβητήσιμη. Για τον λόγο αυτό απαιτείται αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου, ώστε να αποφανθούμε για την αναγκαιότητα ή μη ενίσχυσής του. Όπως προκύπτει κατά την πορεία της εργασίας, το κτίριο αποδεικνύεται ανεπαρκές ως προς κάποιους στόχους σεισμικής ικανότητας και ως εκ τούτου πρέπει να ενισχυθεί.

Παρουσιάζεται ακολούθως ο υφιστάμενος φορέας σε τρισδιάστατη απεικόνιση:



Εικόνα 1 - 1. Τρισδιάστατη απεικόνιση υφιστάμενου φορέα

1.4 Κανονισμοί στους οποίους στηρίχθηκε η παρούσα μελέτη αποτίμησης-ενίσχυσης

Παρακάτω αναφέρονται επιγραμματικά οι κανονισμοί, στους οποίους στηρίχθηκε η κατασκευή του προσομοιώματος του κτιρίου, ο σχεδιασμός των πρόσθετων μεταλλικών χωρικών πλαισίων και η αποτίμηση υφιστάμενου και ενισχυμένου φορέα.

1. παλαιός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (1954)
2. Αντισεισμικός Κανονισμός (1959)
3. Διατάξεις Ευρωκωδίκων (EN)
4. Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

1.5 Δομή και μεθοδολογία εκπόνησης της μελέτης αποτίμησης – ενίσχυσης

Παρουσιάζεται σε βήματα η δομή και η διαδικασία που ακολουθήθηκε κατά την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

1.5.1 Κατασκευή του προσομοιώματος του φορέα

Για την προσομοίωση, την επίλυση και την ανελαστική ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό FESPA V.16.

Αρχικά κατασκευάστηκε το γεωμετρικό και στατικό προσομοίωμα της κατασκευής (χωρικό πλαίσιο), βάσει των ξυλοτύπων της αρχικής μελέτης. Ακολούθησε επίλυση και όπλιση του φορέα με τους κανονισμούς 1954/59. Οι οπλισμοί των περισσότερων μελών, τροποποιήθηκαν χειροκίνητα προκειμένου, το τελικό προσομοίωμα του οπλισμένου φορέα να αντιστοιχεί στους ξυλότυπους της αρχικής μελέτης.

1.5.2 Αποτίμηση του προσομοιώματος της αρχικής κατασκευής

Με δεδομένο πλέον, το προσομοίωμα του αρχικού φορέα, επιχειρήθηκε η αποτίμηση και ο έλεγχος της σεισμικής επάρκειας του υφιστάμενου κτιρίου.

Ορίστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας και οι στόχοι σεισμικής ικανότητας του φορέα, σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον κανονισμό. Το κτίριο υποβλήθηκε σε στατικές ανελαστικές αναλύσεις (pushover), για 2 διαφορετικές κατανομές φόρτισης και 16 κατευθύνσεις (έγιναν συνολικά 32 ανελαστικές αναλύσεις). Από τις αναλύσεις αυτές προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας (ή αντίστασης) του κτιρίου, για κάθε κατανομή και κατεύθυνση φόρτισης. Επάνω σε κάθε καμπύλη ικανότητας, προσδιορίστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας αλλά και οι στοχευόμενες μετακινήσεις της κατασκευής (σημεία επιτελεστικότητας). Τέλος πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος υπέρβασης των σταθμών επιτελεστικότητας, από τα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας. Διαπιστώθηκε ότι σε πολλές περιπτώσεις, υπάρχει υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», από την αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση και αποδεικνύεται συνεπώς η αναγκαιότητα ενισχύσεως.

1.5.3 Σχεδιασμός επιπρόσθετης μεταλλικής κατασκευής ενίσχυσης

Στόχος στο βήμα αυτό, ήταν η κατασκευή ενός πρόσθετου μεταλλικού φορέα, ο οποίος συνδεόμενος αρθρωτά με το υφιστάμενο κτίριο, θα παρείχε την απαιτούμενη δυσκαμψία στον αρχικό φορέα, έναντι οριζοντίων δράσεων.

Ως χώρος κατασκευής επιλέχθηκε ο ακάλυπτος χώρος της πολυκατοικίας, ο οποίος είναι αρκετά μεγάλος και παρέχει ορισμένα πλεονεκτήματα. Βέβαια δεν αποκλείστηκαν εξ'αρχής και άλλες λύσεις, για το σύνολο των οποίων και την στρατηγική αντιμετώπισης του προβλήματος, θα γίνει αναφορά στο κυρίως κείμενο. Κατ'αυτόν τον τρόπο, επιλέχθηκε ως λύση αρχικά, μία κατασκευή χωρικών μεταλλικών πλαισίων. Ακολούθησε διαστασιολόγηση της κατασκευής αυτής με τους Ευρωκώδικες και προέκυψε ένας νέος φορέας που περιελάμβανε και τον αρχικό.

1.5.4 Αποτίμηση του νέου φορέα και οριστικοποίηση της τελικής λύσης

Το βήμα αυτό αποτελεί μία διαδικασία επανάληψης. Δοκιμάζονται διαφορετικοί φορείς, που έχουν επιλεγθεί με ορισμένα κριτήρια και αποτιμάται η σεισμική επάρκεια του νέου φορέα που κάθε φορά προκύπτει. Η αποτίμηση γίνεται κατά τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε στην (1.5.2), δηλαδή μέσω στατικών ανελαστικών αναλύσεων (pushover).

Μετά από διαδοχικές δοκιμές δυνατών λύσεων και των αντίστοιχων αποτιμήσεων, προέκυψε η τελική λύση. Η λύση αυτή επιλέχθηκε ως η αποδοτικότερη μεταξύ των

υπολοίπων και αφορά την κατασκευή δύο μεταλλικών χωρικών πλαισίων. Τα δύο αυτά πλαίσια, έχουν τοποθετηθεί στα ακραία τμήματα του ακάλυπτου χώρου και προβλέπεται να συνδεθούν αρθρωτά με το υπάρχον κτίριο σκυροδέματος, με τη βοήθεια αγκυρίων. Οι συνδέσεις των μελών επιλέχθηκαν να υλοποιηθούν κατα κύριο λόγο ως αρθρώσεις, προκειμένου η έντασή τους να είναι κυρίως αξονική και να οδηγείται στους κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους. Έτσι θα μπορούσαμε να πούμε πως, τα σχεδιαζόμενα χωρικά πλαίσια προσεγγίζουν σε μεγάλο βαθμό την λειτουργία δικτυώματος.

1.5.5 Διαστασιολόγηση των συνδέσεων του μεταλλικού φορέα

Στο βήμα αυτό πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των συνδέσεων του μεταλλικού φορέα και παρατίθενται τα αντίστοιχα σκαριφήματα.

1.5.6 Καταγραφή των συμπερασμάτων

Πραγματοποιείται καταγραφή των όποιων συμπερασμάτων προέκυψαν, ειδικών ή γενικών κατα την εκπόνηση της παρούσας μελέτης, αποτίμησης-ενίσχυσης.

2 Θεωρητικό υπόβαθρο

2.1 Συνοπτική αναφορά και παραδοχές ως προς τις εφαρμοζόμενες διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η δομή και η μεθοδολογία της εργασίας αυτής, συμβαδίζει με τις γενικές αρχές και το πνεύμα του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, Ιούλιος 2013). Υπήρξε ωστόσο, για πρακτικούς λόγους αδύνατο, να γίνει πιστή εφαρμογή του συνόλου των διατάξεων. Παρακάτω καταγράφονται ορισμένες από τις διατάξεις του κανονισμού, καθώς και οι παραδοχές, πάνω στις οποίες στηρίχθηκε η εν λόγω εργασία. Προηγείται ο αριθμός της παραγράφου και ακολουθεί το σχετικό κείμενο από τον κανονισμό.

2.1.1) «Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τα εξής βήματα:

- Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού του δομήματος)
- Ανάλυση
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων»

2.1.4.2.γ) «Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο»

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης στο σύνολό τους, δεν δημιουργούν δυσμενείς συνθήκες στα υποστυλώματα των φατνωμάτων εντός των οποίων περιέχονται (π.χ. κοντά υποστυλώματα). Για τον λόγο αυτό, κατά μία απλοποιητική προσέγγιση αγνοούνται, κατά την ανάληψη σεισμικών δράσεων. Βεβαίως το βάρος των τοιχοπληρώσεων συνεκτιμάται στους υπολογισμούς.

2.2.1.α) «Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών θεσπίζονται διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.»

2.2.1.β) «Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μίας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μίας σεισμικής δράσης με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου (σεισμός σχεδιασμού).»

Γίνεται σαφές πως κεντρικός άξονας της φιλοσοφίας του κανονισμού, είναι η αποτίμηση και ο σχεδιασμός με τις στάθμες επιτελεστικότητας, μεθοδολογία που ακολουθείται και στην παρούσα εργασία.

2.3.3.1.β) «Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται κατ'αρχήν με βάση γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών ή άλλων αναγκών κ.λπ. Για τη επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική (ή άλλη) αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις.»

2.3.3.1.γ) «Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα

κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστιμότητα) μετά την επέμβαση».

Οι παραπάνω κατευθύνσεις του κανονισμού καθόρισαν και τα κριτήρια, με βάση τα οποία έγινε εν γένει, η αξιολόγηση και η τελική επιλογή της πρόσθετης κατασκευής ενίσχυσης. Τέθηκε ως προτεραιότητα σαφώς η ασφάλεια του δομήματος (ικανοποίηση στόχων σεισμικής ικανότητας), ωστόσο επιχειρήθηκε μία βελτιστοποίηση της λύσης απο οικονομικής σκοπιάς. Οι διατομές των χαλύβδινων μελών σε ένα βαθμό μειώθηκαν σε σχέση με τις αρχικώς δοκιμαζόμενες, χωρίς βέβαια να τίγεται το ζητούμενο της ασφάλειας.

2.4.3.4) «Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονομένα δομικά στοιχεία (μέλη) που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της σεισμικής έντασης στο κτίριο, ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε κύρια (ή πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα.»

3.2.β) «Η μελέτη επεμβάσεων μπορεί βασιστεί σε υπάρχοντα σχέδια του φέροντος οργανισμού, υπό την προϋπόθεση ότι υπάρχει μελέτη η οποία διαπιστώνεται ότι έχει επαρκώς εφαρμοστεί. Σε αντίθετη περίπτωση, απαιτείται η σύνταξη καταλλήλων σχεδίων του φέροντος οργανισμού (αποτύπωση).»

3.2.γ) «Για την αποτύπωση αφανών στοιχείων, ο μελετητής Μηχανικός συντάσσει πρόγραμμα διερευνητικών τομών (ή άλλων διερευνήσεων)»

Στην περίπτωση της προκειμένης μελέτης, υπάρχουν σχέδια του φέροντος οργανισμού. Η επιβεβαίωση της εφαρμογής τους μέσω διερευνητικών τομών ή άλλων μέσων, ήταν προφανώς αδύνατη στα πλαίσια της παρούσας μελέτης. Για τον λόγο αυτό έγινε η παραδοχή ότι η υπάρχουσα μελέτη έχει εφαρμοστεί επαρκώς.

3.6.2) «Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

- i. Υψηλή
- ii. Ικανοποιητική
- iii. Ανεκτή»

Για πρακτικούς λόγους, η διερεύνηση της αξιοπιστίας των δεδομένων της υπάρχουσας μελέτης(π.χ. μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών), είναι αδύνατη όπως αναφέρθηκε προηγουμένως. Για τον λόγο αυτό, γίνεται η παραδοχή πως τα παρεχόμενα από την υπάρχουσα μελέτη δεδομένα, αντιστοιχούν σε ικανοποιητικό βαθμό στην πραγματικότητα. Έτσι η Σ.Α.Δ καθορίστηκε ως ικανοποιητική.

Οι παραπάνω αναφορές και επισημάνσεις-παραδοχές, αφορούν την συλλογή και την τεκμηρίωση του συνόλου των δεδομένων, βάσει των οποίων πρόκειται να γίνει η μόρφωση του προσομοιώματος της υφιστάμενης κατασκευής. Όσον αφορά την προβλεπόμενη απο τον κανονισμό συλλογή και καταγραφή στοιχείων για το ιστορικό του κτιρίου, έγινε η κατά το δυνατό πληρέστερη και τα στοιχεία αυτά παρατίθενται στην εισαγωγή.

Οι επόμενες κανονιστικές διατάξεις αφορούν στις αρχές και στο θεωρητικό υπόβαθρο μίας μελέτης αποτίμησης-επέμβασης, το οποίο και παρατίθεται (συνοπτικά) στις επόμενες παραγράφους του κεφαλαίου. Τέλος η δομή της παρούσας μελέτης, συμβαδίζει γενικά με την υποδεικνυόμενη απο τον κανονισμό μεθοδολογία, όπως επισημάνθηκε και προηγουμένως.

2.2 Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8 και θεωρητικές έννοιες

Γίνεται αναφορά σε βασικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και σε θεωρητικές έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με (Ψυχάρης, 2015).

2.2.1 Σεισμικός συνδυασμός

Ο σεισμικός συνδυασμός, ο οποίος εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 8, προκύπτει σύμφωνα με την εξίσωση:

$$E_d = \Sigma G_{kj} "+" P "+" A_{ED} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{ki}, j \geq 1, i \geq 1$$

Εξίσωση 2 - 1. Σεισμικός συνδυασμός

2.2.2 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Η σεισμική δράση σχεδιασμού εξαρτάται από την σεισμικότητα της περιοχής, την κατηγορία του εδάφους στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή και την σπουδαιότητα του δομήματος.

- Σεισμικές ζώνες – Εδαφική επιτάχυνση: Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη καθορίζεται από την επιτάχυνση αναφοράς του εδάφους a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας A. Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα ορίζονται οι ζώνες Z1, Z2, Z3, για κάθε μία από τις οποίες προβλέπεται και η αντίστοιχη τιμή a_{gR}/g , όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2 - 1. Τιμές a_{gR}/g

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

- Κατηγορίες εδάφους: Στον ΕΚ-8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους (A,B,C,D,E), ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφουν τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων. Υπάρχουν επιπλέον, δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών, οι S1 και S2, για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων.

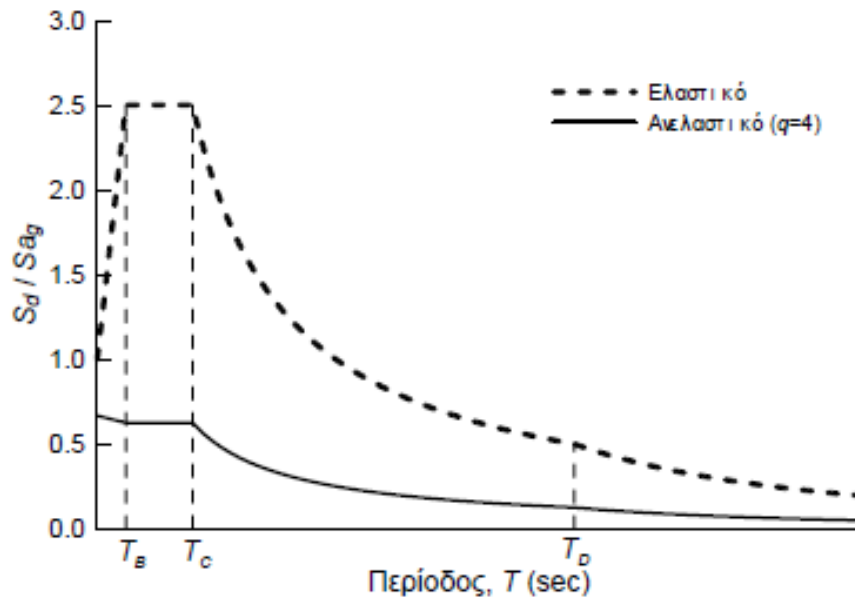
- Συντελεστής σπουδαιότητας: Η τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για έδαφος κατηγορίας A αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης (η περίοδος επανάληψης T_{NCR} καθορίζεται από την πιθανότητα μη υπέρβασης P_{NCR} σε 50 χρόνια). Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος A προκύπτει από τη σχέση:

$$\alpha_g = \gamma_I * \alpha_{gR}$$

Εξίσωση 2 - 2

2.2.3 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ-8

Στον ΕΚ-8 το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ορίζεται διαιρώντας, το αντίστοιχο ελαστικό με τον συντελεστή συμπεριφοράς q .



Σχήμα 2 - 1. Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για $q=4$ και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα

Στις διάφορες χαρακτηριστικές περιοχές του φάσματος, ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις (όπου σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα $\beta=0,2$).

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Εξίσωση 2 - 3. Επιτάχυνση σχεδιασμού κατά το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ-8

Στις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , εμπεριέχεται και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης εάν αυτή είναι διάφορη του 5%. S : είναι συντελεστής που εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους (συντελεστής εδάφους).

2.2.4 Δείκτης πλαστιμότητας μ

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού, οι κατασκευές επιτρέπεται να διαρρεύσουν εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, αλλά θα πρέπει οι βλάβες που θα υποστούν να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Το πόσο μεγάλες βλάβες θα υποστεί η κατασκευή εξαρτάται από το πόσο πολύ θα παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή. Αυτό εξαρτάται από το πόσο πολύ μεγαλύτερη είναι η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση d_m που θα αναπτυχθεί σε σύγκριση με τη μετακίνηση διαρροής d_y . Ποσοτικά, αυτό μετριέται με το δείκτη πλαστιμότητας μ , ο οποίος ορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y}$$

Εξίσωση 2 - 4. Δείκτης πλαστιμότητας μ

Η πλαστιμότητα ως έννοια διακρίνεται σε γενική και τοπική. Η γενική πλαστιμότητα αφορά συνολικά την κατασκευή ενώ η τοπική ένα μεμονωμένο μέλος της.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας για κάποια κατασκευή εξαρτάται από δύο βασικούς παράγοντες: Το υλικό κατασκευής και το στατικό σύστημα. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί καθορίζουν έμμεσα, μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q , τη μέγιστη τιμή του επιτρεπόμενου δείκτη πλαστιμότητας.

2.2.5 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Σύμφωνα με τη μέθοδο των δυνάμεων, η διαστασιολόγηση μιας κατασκευής έναντι σεισμικών φορτίων βασίζεται στο ότι η κατασκευή πρέπει να συμπεριφέρεται ελαστικά για οριζόντια φορτία μικρότερα ή ίσα της δύναμης διαρροής F_y . Στις συνήθεις περιπτώσεις, δεν εξετάζεται στη μελέτη η συμπεριφορά της κατασκευής μετά τη διαρροή και το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται με την κατάλληλη επιλογή του οριζόντιου φορτίου σχεδιασμού F_d που θα ληφθεί υπόψη για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής. Η κατασκευή πρέπει να συμπεριφέρεται ελαστικά τουλάχιστον για οριζόντιο φορτίο ίσο με F_d και να διαθέτει ικανοποιητική πλαστιμότητα για τον περιορισμό των βλαβών σύμφωνα με τα παραπάνω.

Γενικώς οι τιμές F_y και F_d είναι διαφορετικές και συνδέονται με την σχέση:

$$F_y = \gamma_{Rd} * F_d$$

Εξίσωση 2 - 5

Όπου γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (1,3÷1,5 για κατασκευές Ω.Σ.).

Είναι προφανές ότι η τιμή του σεισμικού φορτίου σχεδιασμού F_d , η οποία καθορίζει την επιτάχυνση διαρροής a_y (αφού $F_y = ma_y$), επηρεάζει την πλαστιμότητα μ που θα αναπτυχθεί. Επομένως, για να εξασφαλιστεί ότι η πλαστιμότητα μ δεν θα υπερβεί κάποια επιτρεπόμενη τιμή πρέπει και το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού F_d να είναι μεγαλύτερο ή ίσο από κάποια αντίστοιχη ελάχιστη τιμή, η οποία προκύπτει διαιρώντας το ελαστικό φορτίο με ένα συντελεστή q που ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς, δηλαδή:

$$q = \frac{F_e}{F_d}$$

Εξίσωση 2 - 6. Συντελεστής συμπεριφοράς q

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση εξαρτάται από το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας και προκύπτει από τη σχέση:

$$q = q_0 * k_w \geq 1.5$$

Εξίσωση 2 - 7. Μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή συντελεστή συμπεριφοράς q

2.2.6 Κανονικότητα κτιρίων

Η κανονικότητα ενός κτιρίου παίζει σημαντικό ρόλο στον ΕΚ-8, αφού επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Διακρίνονται δύο τύποι κανονικότητας: η κανονικότητα σε κάτοψη και η κανονικότητα σε όψη (καθ' ύψος).

- Κανονικότητα σε κάτοψη: Επηρεάζει έμμεσα τον συντελεστή συμπεριφοράς. Εξαρτάται από την συμμετρία του κτιρίου σε κάτοψη, από ενδεχόμενες ανωμαλίες στην περίμετρό του, από την διαφραγματική λειτουργία των πλακών, από την λυγνότητα του κτιρίου σε κάτοψη (πρέπει $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4.0$), αλλά και από την σχέση μεταξύ στατικής εκκεντρότητας και ακτίνων δυστρεψιάς για κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση ανάλυσης.

- Κανονικότητα σε όψη: Επηρεάζει άμεσα την αντισεισμική ανάλυση, αφού κτίρια χωρίς κατακόρυφη κανονικότητα επιβαρύνονται με 20% αύξηση των σεισμικών φορτίων. Εξαρτάται από, τη συνέχεια καθ' ύψος των φερόντων οριζόντια φορτία συστημάτων, από την καθ' ύψος κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας του κτιρίου αλλά και από την σχέση μεταξύ ενδεχόμενων εσοχών κατά την κατακόρυφη έννοια.

2.2.7 Φορτίο διαρροής

« Φορτίο διαρροής ενός καμπτόμενου φορέα (P_y), είναι το φορτίο που προκαλεί τις πρώτες ορθές τάσεις εκ ροπής κάμψεως (στην περισσότερο καταπονούμενη διατομή ή συγχρόνως και σε άλλες διατομές), ίσες με την τάση διαρροής του υλίου.» (Βαρκαράκης, 1988).

2.2.8 Πλαστική άρθρωση

Αντίστοιχα με την περίπτωση του καμπτόμενου φορέα, ορίζεται το φορτίο διαρροής ενός καμπτόμενου μέλους. Όταν το φορτίο αυτό υπερβληθεί, κάποια ίνα στην πιο κρίσιμη διατομή του μέλους διαρρέει (περνά στην πλαστική περιοχή). Σταδιακή αύξηση του φορτίου, οδηγεί σε διαρροή διαδοχικά και τις υπόλοιπες ίνες της διατομής όπως και ίνες γειτονικών διατομών. Δημιουργείται έτσι μία περιοχή, που αναπτύσσεται σε ένα σύνολο γειτονικών διατομών του στοιχείου, το υλικό της οποίας έχει περάσει στην μετελαστική περιοχή. Όταν η περιοχή αυτή, αποκτήσει την δυνατότητα να υφίσταται στροφή (να συμπεριφέρεται δηλαδή ως άρθρωση), χωρίς ουσιαστική αύξηση της δρώσας ροπής, ονομάζεται τότε πλαστική άρθρωση.

Οι πλαστικές αρθρώσεις παίζουν σημαντικό ρόλο κατά την ανελαστική απόκριση του φορέα, καθώς σε αυτές καταναλώνεται μεγάλο μέρος της προσδιδόμενης στην κατασκευή σεισμικής ενέργειας. Καθοριστική ακόμη για την μετελαστική συμπεριφορά του δομήματος, είναι η θέση και η σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων.

3 Προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου

3.1 Γενική περιγραφή του κτιρίου

Το εξεταζόμενο κτίριο είναι μία 5-όροφη πολυκατοικία επί pilotis κατασκευασμένη από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η μελέτη και η κατασκευή του κτιρίου έγιναν το 1979 και συνεπώς υπόκεινται στους κανονισμούς του 1954 και 1959. Ως αποτέλεσμα το κτίριο παρουσιάζει εκ της κατασκευής του, όλα τα καταγεγραμμένα ως προς αυτό μειονεκτήματα που αναφέρονται στο πρώτο κεφάλαιο.

Πρόκειται για δόμημα πανταχόθεν ελεύθερο η κάτοψη του οποίου είναι επιμήκης και μορφής «Π», ενώ παρουσιάζει μία κατά προσέγγιση συμμετρία ως προς τον ένα από τους δύο οριζόντιους άξονες. Το κλιμακοστάσιο και το φρέαρ του ανελκυστήρα συνθέτουν ένα πυρήνα κατακόρυφων στοιχείων, που βρίσκεται στην πλευρά του ακάλυπτου χώρου. Οι ξυλότυποι των ορόφων είναι πανομοιότυποι, με μόνη διαφορά τις διατομές των υποστυλωμάτων που μεταβάλλονται καθ' ύψος. Εξαιρείται ο ξυλότυπος οροφής ισογείου, στον οποίο επιπλέον οι περιμετρικές δοκοί (20/60) έχουν αντικατασταθεί από ενισχυμένες ζώνες.

Οι πλάκες των ορόφων είναι μορφής zoellner (δοκιδωτές) εκτός αυτών των περιμετρικών προβόλων, του δώματος και της οροφής υπογείου που είναι συμπαγείς. Οι δοκοί των ορόφων είναι τοποθετημένοι περιμετρικά στην κάτοψη ενώ γίνεται χρήση και ενισχυμένων ζωνών (κυρίως στον ξυλότυπο οροφής ισογείου). Τα υποστυλώματα είναι τοποθετημένα κυρίως περιμετρικά και αναπτύσσονται καθ' ύψος, τα περισσότερα με μειούμενες διατομές. Το κτίριο δεν διαθέτει τοιχώματα κατά τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών. Στο γεγονός αυτό εντοπίζεται κατά κύριο λόγο, η ανεπάρκειά του σε οριζόντιες φορτίσεις. Ο στόχος της ενίσχυσης επικεντρώνεται στο σημείο αυτό, όπως θα φανεί παρακάτω.

Το υπόγειο είναι μικρό σε κάτοψη και εκτείνεται περιμετρικά του πυρήνα ανελκυστήρας – κλιμακοστάσιο. Τα κατακόρυφα στοιχεία που διέρχονται το υπόγειο θεμελιώνονται σε μεμονωμένα πέδιλα στην στάθμη (-2). Τα υπόλοιπα υποστυλώματα (που είναι και τα περισσότερα), θεμελιώνονται επίσης σε μεμονωμένα πέδιλα και αυτά χωρίς συνδετήριες δοκούς στην στάθμη (-1).

Παρατίθενται ορισμένα γεωμετρικά δεδομένα του κτιρίου:

- Εμβαδόν κάτοψης = 624,23 m²
- Ύψος ορόφου = 3,00 m (εκτός από οροφή ισογείου = 2,60 m)
- Συνολικό ύψος κτιρίου = 20,30 m
- Στάθμη θεμελίωσης υπογείου = -3,90 m
- Στάθμη θεμελίωσης ισογείου = -1,00 m

3.2 Το στατικό πρόγραμμα Fespa

Σύμφωνα με το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς Fespa_manual (ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2015), το Fespa είναι ένα ολοκληρωμένο σύστημα λογισμικού, για την ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων τριών διαστάσεων.

Με ενεργή βάση δεδομένων στο κέντρο του, το Fespa ελέγχει και διαχειρίζεται όλες τις εκτελλόμενες διαδικασίες.

Στο κυρίως περιβάλλον του προγράμματος υπάρχει η δυνατότητα εισαγωγής δεδομένων στον χώρο τριών διαστάσεων, ωστόσο στην οθόνη προβάλλεται το οριζόντιο επίπεδο. Οι άξονες X και Z ορίζουν το οριζόντιο επίπεδο ενώ ο Y είναι ο κατακόρυφος άξονας. Βεβαίως υπάρχει η δυνατότητα προβολής του συνόλου των δεδομένων του δομήματος σε τρεις διαστάσεις, μέσα από δευτερεύοντα περιβάλλοντα. Για την κατασκευή του στατικού προσομοιώματος, το Fespa χρησιμοποιεί τα πεπερασμένα στοιχεία: στοιχείο δοκού – στύλου και στοιχείο δοκού επί ελαστικού εδάφους (προσομοίωση θεμελίωσης).

Στο Fespa μπορεί ο χρήστης να επιχειρήσει τον σχεδιασμό (επίλυση και όπλιση) μίας νέας κατασκευής, την αποτίμηση μίας υφιστάμενης (μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης) αλλά και τον ανασχεδιασμό της εάν κριθεί αναγκαίο. Τα διατιθέμενα υλικά από το πρόγραμμα είναι το ωπλισμένο σκυρόδεμα, ο δομικός χάλυβας, η δομική ξυλεία και η τοιχοποιία. Οι κανονισμοί βάσει των οποίων μπορούν να γίνουν οι παραπάνω εργασίες στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

- Ευρωκώδικες (EN) 1-2-3-5-6-7-8
- ΕΚΩΣ και ΕΑΚ
- ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Παλαιός Κανονισμός Σκυροδέματος 1954
- Αντισεισμικός Κανονισμός 1959

3.2.1 Οντότητες-Παράμετροι-Εντολές

Το πρόγραμμα είναι βασισμένο στη λογική των «Οντοτήτων» (ή αντικειμένων). Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες (όπως οι πλάκες, οι δοκοί, οι κόμβοι κ.λπ.). Κάθε μία από αυτές τις οντότητες έχει το δικό της σύνολο από «Παραμέτρους» (π.χ. το πάχος της πλάκας, το ύψος της δοκού κ.λπ.) και «Εντολές» (π.χ. προσθήκη πλάκας, κίνηση υποστρώματος κ.λπ.).

3.2.2 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης. Οι καμπτικές και διατμητικές δυσκαμψίες των στοιχείων ωπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας λαμβάνονται, σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.1.(7), ίσες με το 1/2 της αρηγμάτωτης γεωμετρικής διατομής, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία ίση με το 1/10 αυτής.

3.2.3 Προσομοίωση μαζών

Σημεία συγκέντρωσης της μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μιας και οι κόμβοι αυτοί είναι οριζόντια παγιωμένοι.

3.2.4 Ελευθερίες κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που ανήκουν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας. Βεβαίως μπορεί μέσω της εντολής «στήριξη» να δημιουργηθεί οποιοδήποτε είδους στήριξη (οποιοσδήποτε συνδυασμός βαθμών ελευθερίας).

3.2.5 Επιλύσεις προσομοιώματος

Οι επιλύσεις γίνονται με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

Περαιτέρω λεπτομέρειες για τις λειτουργίες του προγράμματος δίνονται σε επόμενα σημεία κατά την ανάπτυξη του θέματος της διπλωματικής.

3.3 Υλικά προσομοιώματος

Στην προκειμένη φάση σκοπός της ανάλυσης είναι ο σχεδιασμός και όχι η αποτίμηση του προσομοιώματος της υφιστάμενης κατασκευής. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται προς το παρόν, οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών.

Το κτίριο όπως αναφέρθηκε, είναι κατασκευασμένο εξ'ολοκλήρου από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι: Σκυρόδεμα B225 και Χάλυβας StIII (ποιότητα που χρησιμοποιείται για την υλοποίηση του συνόλου των οπλισμών, διαμήκων και εγκάρσιων). Η μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης έγινε με το πρόγραμμα Fespa 7.0.0.16 όπως προφανώς και η κατασκευή του εν λόγω προσομοιώματος. Στο Fespa τα υλικά των παλαιότερων κανονισμών, αντιστοιχίζονται σε υλικά παρόμοιας ποιότητας που χρησιμοποιούν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Έτσι λαμβάνονται υπόψη ως υλικά της κατασκευής: Σκυρόδεμα C16/20 και Χάλυβας S400.

Η επιλογή των υλικών στην παρούσα φάση, δεν παίζει σημαντικό ρόλο. Η αποτίμηση που ακολουθεί θα απαιτήσει τις μέσες τιμές των αντοχών τους και συνεπώς, οι χρησιμοποιούμενες σε αυτήν τη φάση τιμές θα τροποποιηθούν. Η επιλογή των υλικών στην παρούσα φάση γίνεται ώστε κατά την επίλυση, οι οπλισμοί που θα προκύψουν, να προσεγγίζουν κατά το δυνατό τους ήδη τοποθετημένους κατά την αρχική μελέτη.

3.3.1 Σκυρόδεμα C16/20 (B225)

- Ειδικό βάρος: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή: $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 27,5 \text{ GPa}$

3.3.2 Χάλυβας S400 (StIII)

- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα (όριο διαρροής): $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$

3.4 Οπλισμοί του υφιστάμενου φορέα

3.4.1 Οπλισμοί πλακών

Όπως αναφέρθηκε, οι πλάκες έχουν κατασκευαστεί κυρίως ως δοκιδωτές. Οι δοκίδες οπλίζονται με 4Φ12 (2+2 σπαστά), κατά τις κύριες διευθύνσεις κάμψης. Κατά τις δευτερεύουσες διευθύνσεις χρησιμοποιούνται οπλισμοί: 4Φ8 και 4Φ10 (2+2 σπαστά) ανά δοκίδα. Οι οπλισμοί των προβόλων (εξώστες), προκύπτουν από τους επεκτεινόμενους άνω οπλισμούς των πλακών, σε συνδυασμό με πρόσθετους τοποθετούμενους οπλισμούς.

3.4.2 Οπλισμοί δοκών

Το πλήθος των δοκών είναι μεγάλο και συνεπώς οι τοποθετούμενοι διαμήκεις οπλισμοί, κυμαίνονται ανάλογα με τις εκάστοτε απαιτήσεις. Ο εγκάρσιος οπλισμός, στις δοκούς διατομής 20/60 υλοποιείται με συνδετήρες δίτητους Φ8/15. Στις ενισχυμένες ζώνες έχουν τοποθετηθεί συνδετήρες τετράτητοι Φ8/15.

3.4.3 Οπλισμοί υποστυλωμάτων

Το πλήθος των υποστυλωμάτων είναι επίσης μεγάλο. Συνεπώς δεν ακολουθείται κάποιος γενικός κανόνας ως προς τους διαμήκεις οπλισμούς ούτε κι εδώ. Ως εγκάρσιος οπλισμός, τοποθετήθηκαν στα περισσότερα εξ'αυτών συνδετήρες Φ8/15, ενώ σε ορισμένα (στα πιο επιμήκη), έχει τοποθετηθεί πλέγμα Φ8/25 (οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση).

3.4.4 Οπλισμοί τοιχωμάτων

Στα τοιχώματα του υπογείου έχουν τοποθετηθεί οι οπλισμοί: 2Φ14 Α. – 2Φ14 Κ. και πλέγμα Φ8/20.

3.4.5 Οπλισμοί θεμεμείωσης τοιχωμάτων

Έχει τοποθετηθεί διαμήκης οπλισμός: 2Φ8 άνω και 6Φ20 κάτω.

3.4.6 Οπλισμοί πεδίων

Κι εδώ λόγω του μεγάλου πλήθους δεν μπορεί να εξαχθεί κάποιος γενικός κανόνας, ως προς την μέθοδο όπλισης. Ωστόσο οι διατομές διαμήκους οπλισμού που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι κατά κύριο λόγο Φ10, εκτός ελαχίστων εξαιρέσεων που χρησιμοποιήθηκαν διατομές Φ12.

3.4.7 Επικαλύψεις

Έχουν ληφθεί υπόψη οι εξής επικαλύψεις:

- Πλάκες: $c_{nom} = 0.02$ m
- Δοκοί και υποστυλώματα: $c_{nom} = 0,035$ m
- Πέδιλα: $c_{nom} = 0.04$ m

Οι ανωτέρω οπλισμοί, είναι εκείνοι που προβλέπονται από την αρχική μελέτη της κατασκευής, κατά μία γενική περιγραφή. Το σύνολο των οπλισμών του υφιστάμενου φορέα, φαίνεται στα σχέδια ξυλοτύπων του προσομοιώματος.

3.5 Φορτία κατασκευής

3.5.1 Μόνιμα φορτία

- Ίδιο βάρος των μελών του φορέα/ Ειδικό βάρος Ω.Σ.: $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- Πρόσθετα μόνιμα πλακών (επικαλύψεις): $g' = 0.6 \text{ kN/m}^2$
- Γραμμικά κατανεμημένο φορτίο εξωστών (στηθαίο): $g'' = 2.4 \text{ kN/m}$
- Φορτίο μπατικής οπτοπλινθοδομής: $g_{μπ.} = 3,6*2,4 = 8,64 \text{ kN/m}$
- Φορτίο δρομικής οπτοπλινθοδομής: $g_{δρ.} = 2,1*2,8 = 5,88 \text{ kN/m}$

3.5.2 Κινητά φορτία

- Κινητά φορτία πλακών: $q_{πλ.} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία εξωστών και κλιμάκων: $q_{εξ.} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

3.5.3 Σεισμικά φορτία

Τα σεισμικά φορτία υπολογίζονται με τη χρήση του σεισμικού συντελεστή «ε». Όπως αναφέρει ο (Ε.Σώκος): « Δεχόμαστε ότι σε κάθε στοιχείο εφαρμόζεται μία εξωτερική σταθερή με τον χρόνο δύναμη, ανάλογη με το βάρος του στοιχείου και η οποία προκύπτει ως το γινόμενο του βάρους με τον συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης ε».

Σύμφωνα με τον κανονισμό του 1959 (ΦΕΚ 36Α 26-2-1959) ο συντελεστής «ε» προκύπτει ως το γινόμενο δύο παραγόντων:

1. Περιοχή και έδαφος (Για ζώνη I και επικινδυνότητα εδάφους μικρή προκύπτει η τιμή: 0,04)
2. Περιοχή και σπουδαιότητα του κτιρίου (Για ζώνη I και συνήθη σπουδαιότητα προκύπτει η τιμή: 1,00)

Έτσι για το συγκεκριμένο κτίριο στο οποίο αναφέρονται και οι τιμές των παρενθέσεων, ο σεισμικός συντελεστής προκύπτει: $\varepsilon = 0,04*1,00 = 0,04$. Αυτή η τιμή χρησιμοποιείται κατά την αρχική μελέτη, για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων.

3.6 Διαδικασία προσομοίωσης

Αρχικά έγινε η κατασκευή του γεωμετρικού και ταυτόχρονα του στατικού προσομοιώματος του υφιστάμενου φορέα. Σε όλα τα μέλη του φορέα, δόθηκαν οι προκαθορισμένες από την αρχική μελέτη γεωμετρικές διαστάσεις και καθορίστηκαν οι στηρίξεις, στις στάθμες θεμελίωσης. Οι συνθήκες στήριξης στην βάση κάθε πεδίλου, προσομοιώνονται από δύο διασταυρούμενες δοκούς επι ελαστικού εδάφους, οι κόμβοι έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας έκαστος ($\Delta_y, \Phi_x, \Phi_y, \Phi_z$). Όλοι οι

υπόλοιποι κόμβοι του φορέα θεωρήθηκαν πλήρως ελεύθεροι, με έξι βαθμούς ελευθερίας.

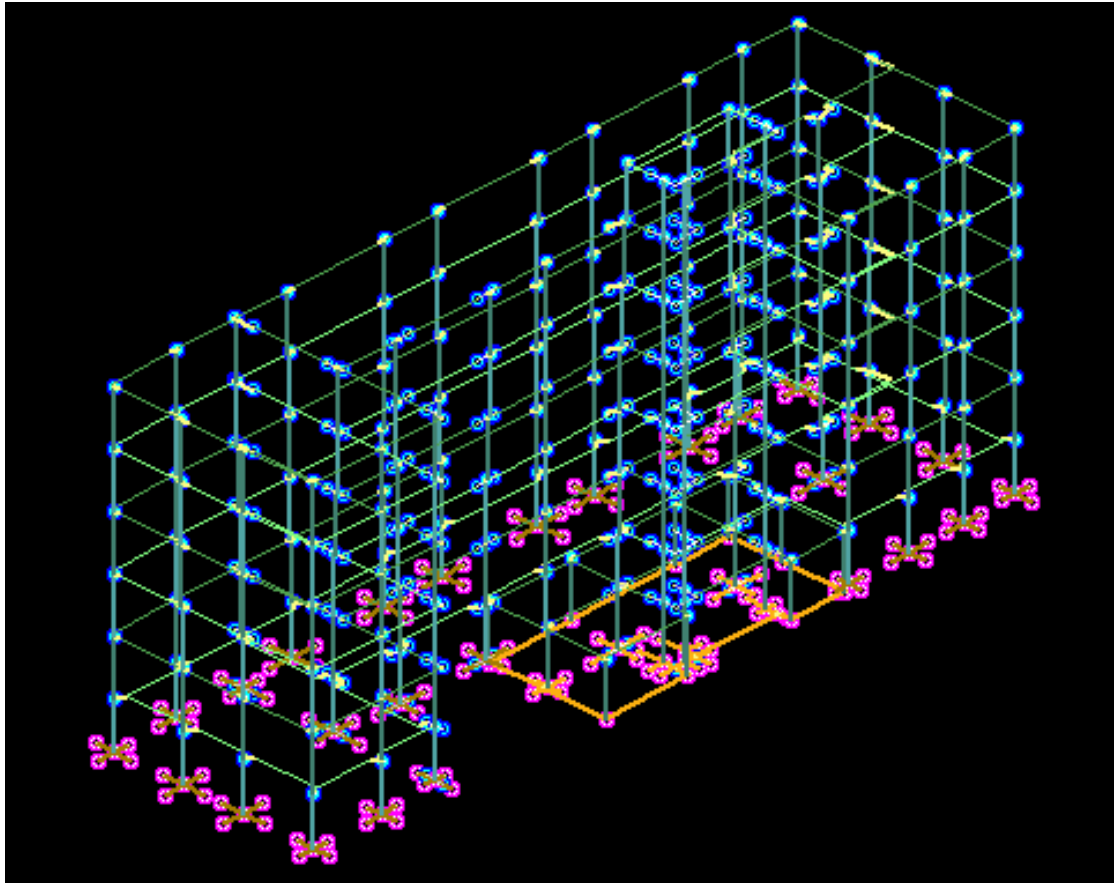
Με δεδομένα τη γεωμετρική περιγραφή και το στατικό προσομοίωμα του υφιστάμενου φορέα, έγινε ο καθορισμός όλων των παραμέτρων του κτιρίου (κανονισμοί, υλικά, φορτία). Ακολούθησε η επίλυση του χωρικού πλαισίου (στατικό προσομοίωμα) και η όπλιση των διατομών του γεωμετρικού προσομοιώματος. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός του προσομοιώματος, έγινε με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο. Έγινε αναζήτηση του αριθμού των ιδιομορφών που εξασφαλίζουν ότι, τα αθροίσματα των δρώντων ιδιομορφικών μαζών που αντιστοιχούν σε αυτές είναι: $\Sigma M_i > 0.90 \cdot (\text{μάζα κτιρίου})$. Ως όριο αναζήτησης του αριθμού αυτού, τέθηκε η 9^η ιδιομορφή. Η διαστασιολόγηση των διατομών έγινε με την θεώρηση των ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών.

Πρόεκυψε επομένως ένα προσομοίωμα διαστασιολογημένο, το οποίο όμως δεν προσέγγιζε ικανοποιητικά τα σχέδια ξυλοτύπων που προέβλεπε η αρχική μελέτη. Το γεγονός αυτό αποδίδεται πιθανότερα, στον διαφορετικό τρόπο αντιμετώπισης της στατικής επίλυσης από το πρόγραμμα σε σχέση με τον μελετητή του εν λόγω δομήματος (Το πρόγραμμα αντιμετωπίζει τον φορέα ως ένα χωρικό πλαίσιο και η επίλυση γίνεται μητρικά). Ακολούθησαν για τον λόγο αυτό διαδοχικές επιλύσεις του στατικού προσομοιώματος, με ταυτόχρονη μεταβολή των παραμέτρων του κτιρίου. Επισημαίνεται ότι, στο βήμα αυτό αποκλειστικός σκοπός είναι η κατασκευή ενός τρισδιάστατου φορέα (προσομοίωμα), με διατομές διαστασιολογημένες και οπλισμένες όπως ακριβώς προβλέπει η αρχική μελέτη και κατά συνέπεια διαθέτει το υφιστάμενο κτίριο. Τα υλικά και οι παράμετροι του προσομοιώματος, μπορούν εκ των υστέρων να επανακαθοριστούν.

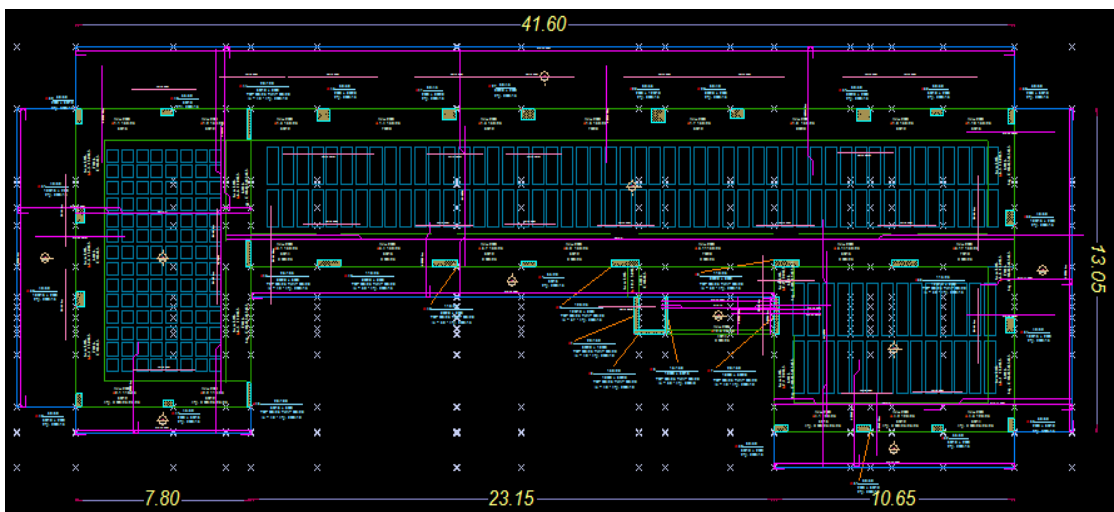
Όταν το αποτέλεσμα των επιλύσεων προσέγγισε ικανοποιητικά τον υφιστάμενο φορέα, οι επιλύσεις σταμάτησαν. Έγινε τροποποίηση των οπλισμών σε όσες διατομές το απαιτούσαν χειροκίνητα. Έτσι προέκυψε το τελικό προσομοίωμα το οποίο, απεικονίζει στο περιβάλλον του προγράμματος, τον υφιστάμενο φορέα όπως σχεδιάστηκε κατά την αρχική μελέτη.

3.7 Ξυλότυποι και στατικό προσομοίωμα του υφιστάμενου φορέα

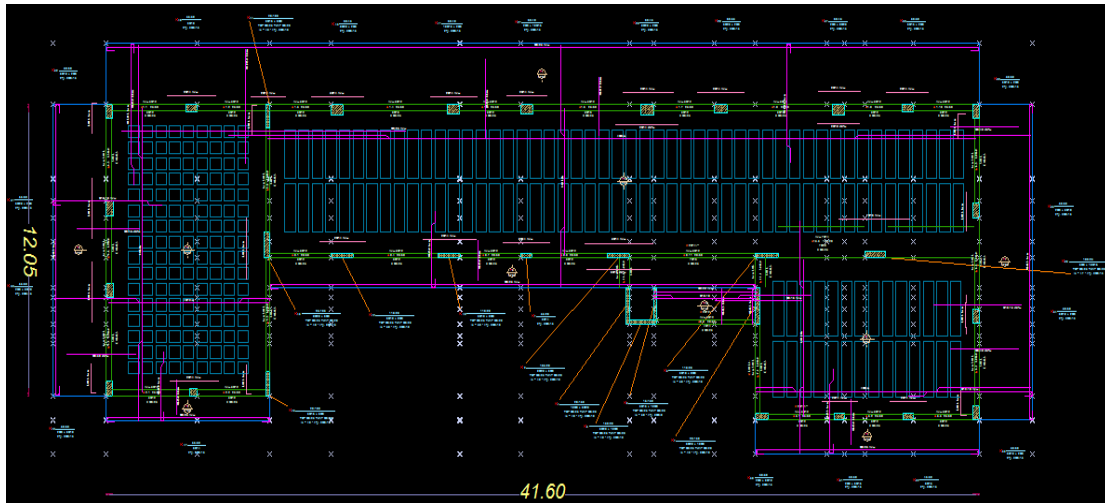
Παρουσιάζονται παρακάτω το στατικό προσομοίωμα, ο ξυλότυπος οροφής ισογείου, Α' ορόφου και υπογείου. Ο ξυλότυπος οροφής τυπικού ορόφου, επαναλαμβάνεται στους πέντε ορόφους του δομήματος με διαφορά τις διατομές των υποστλωμάτων που μεταβάλλονται καθ' ύψος.



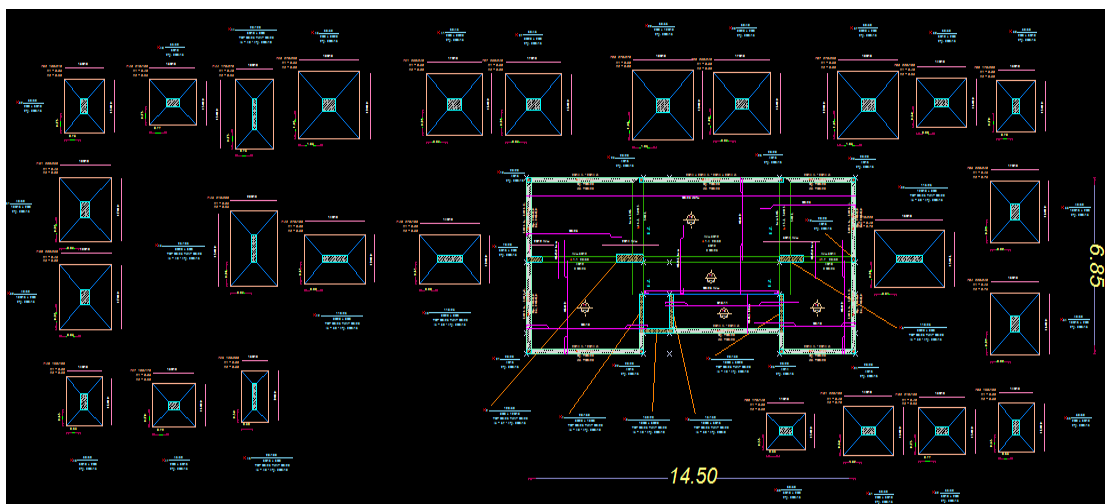
Εικόνα 3 - 1. Στατικό προσομοίωμα υφιστάμενου φορέα



Εικόνα 3 - 2. Ξυλότυπος οροφής ισογείου



Εικόνα 3 - 3. Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου



Εικόνα 3 - 4. Ξυλότυπος οροφής υπογείου

4 Σεισμική αποτίμηση του υφιστάμενου δομήματος

4.1 Γενικά

Σκοπός στην προκειμένη φάση, είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος. Η αποτίμηση αυτή συνίσταται, στον έλεγχο των στόχων σεισμικής ικανότητας που τίθενται για τον εν λόγω φορέα. Για τον λόγο αυτό κατασκευάζονται τα διαγράμματα $F - \delta$ των μελών του φορέα, αλλά και η καμπύλη ικανότητας (ή αντίστασης) της κατασκευής. Για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας, εφαρμόστηκε η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover). Ορίζονται επάνω στην καμπύλη ικανότητας οι στάθμες επιτελεστικότητας, σε συνδυασμό με την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού. Καθορίζονται κατά τον τρόπο αυτό οι απαιτούμενοι στόχοι σεισμικής ικανότητας. Ακολούθως γίνεται ο προσδιορισμός των στοχευόμενων μετακινήσεων της κατασκευής, σε αντιστοιχία με τις ανωτέρω πιθανότητες υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού και σημειώνονται στην καμπύλη ικανότητας τα σημεία επιτελεστικότητας. Η διαδικασία ολοκληρώνεται με τον έλεγχο υπέρβασης των προσδιοριζόμενων σημείων, σε σχέση με τις αντίστοιχες στάθμες και καταγράφονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτόν.

4.2 Στάθμες επιτελεστικότητας και στόχοι σεισμικής ικανότητας

Όπως αναφέρεται στις σημειώσεις (Ψυχάρης, 2015): «Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design), βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας.»

Η εφαρμογή της μεθόδου προϋποθέτει την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (ή αντίστασης) της κατασκευής, προκειμένου να γίνει γνωστή η πραγματική και άρα ανελαστική απόκριση της κατασκευής σε οριζόντια φορτία, μέχρι την δημιουργία κρίσιμου μηχανισμού κατάρρευσης. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται μέσω, είτε δυναμικών είτε στατικών ανελαστικών αναλύσεων.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό, των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (ΕΚ 8-μέρος 3, ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356 κ.λπ.).

4.2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού, ορίζονται σύμφωνα με (ΟΑΣΠ, Ιούλιος 2013), συναρτήσει του βαθμού βλάβης ως εξής:

a. «Περιορισμένες βλάβες» (A): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές

μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες. Καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά την διάρκεια και μετά τον σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό: Αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Τα μη φέροντα στοιχεία του κτιρίου, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, χωρίς ουσιώδεις πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος. Κατά τον σεισμό δεν αναμένεται να προκληθεί σοβαρός τραυματισμός ατόμων, λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Στο Fespa η στάθμη (A) αναφέρεται ως στάθμη DL: Damage Limitation.

b. «Σημαντικές βλάβες» (B): Ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρον οργανισμός μπορεί ν'αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό: Καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα, μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις. Τα μη φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, όπως ενδεικτικώς πυκνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, χωρίς σημαντικές εκτός επιπέδου αστοχίες. Κατά τον σεισμό δεν αποκλείονται ακόμα και σοβαροί τραυματισμοί, λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Στο Fespa η στάθμη (B) αναφέρεται ως στάθμη SD: Severe Damage.

c. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Ο όρος μη επισκευάσιμες βλάβες, αναφέρεται σε σοβαρές ή βαριές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολό του. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό: Εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών και άνοιγμα συνδετήρων. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρον οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά και για ένα διάστημα, μετά τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Στο Fespa η στάθμη (Γ) αναφέρεται ως στάθμη NC: Near Collapse.

Κατά τον σεισμό της Πάρνηθας (1999), οι βλάβες που παρουσίασε το εξεταζόμενο κτίριο κυμαίνονταν μεταξύ των κατηγοριών (A) και (B). Το γεγονός αυτό, μπορεί εν γένει να μην φαίνεται ιδιαίτερα ανησυχητικό, ωστόσο δεν εξασφαλίζει ότι η κατασκευή αυτή ικανοποιεί τους στόχους που τίθενται από τον παρόντα κανονισμό.

Οι παραπάνω καταγεγραμμένες στάθμες επιτελεστικότητας (ή αλλιώς καθορισμένα επίπεδα αναμενόμενων βλαβών), προκύπτουν ως συνδυασμός κριτηρίων σχετικά με το επίπεδο και την έκταση των ζημιών, που αφορούν τα φέροντα αλλά και τα μη φέροντα στοιχεία μίας κατασκευής. Στην προκειμένη

περίπτωση όμως, η προσομοίωση και η αποτίμηση αφορούν μόνο τον φέροντα οργανισμό της κατασκευής, όπως επισημάνθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο. Για τον λόγο αυτό, ο καθορισμός των στόχων σεισμικής ικανότητας, δεν θα γίνει συνδυαστικά με τις λεγόμενες συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας, αλλά με στάθμες που αφορούν μόνο τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής.

4.2.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας, αποτελούν το συνδυασμένο αποτέλεσμα ενός αναμενόμενου επιπέδου της σεισμικής έντασης και της στάθμης επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί στο επίπεδο αυτό, δηλαδή του ορίου των επιτρεπόμενων (ανεκτών) βλαβών που αναμένεται να υποστεί ο φορέας. Το εξεταζόμενο επίπεδο της σεισμικής έντασης, προσδιορίζεται από τον σεισμό αναφοράς, την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς της επιτάχυνσης αναφοράς και την εκάστοτε πιθανότητα υπέρβασης του σεισμικού γεγονότος σχεδιασμού, εντός του τεχνικού χρόνου ζωής του έργου. Ακολουθεί ο καθορισμός των στόχων σεισμικής ικανότητας, για την αποτίμηση του εν λόγω δομήματος, εφαρμογή που αποσαφηνίζει τον παραπάνω ορισμό.

4.2.3 Στόχοι σεισμικής ικανότητας υφιστάμενης κατασκευής

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων, οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού (στόχοι σεισμικής ικανότητας) καθορίζονται από τον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 4 - 1. Στόχοι σεισμικής ικανότητας φέροντος οργανισμού

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Σε περίπτωση δύο στόχων επανελέγχου, τα δυνατά ζεύγη στόχων σεισμικής ικανότητας, ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εξής: B1 και A2 ή Γ1 και B2. Για το εξεταζόμενο κτίριο επιλέγεται το ζεύγος Γ1 και B2. Η επιλογή αυτή στηρίζεται περισσότερο στο κριτήριο του κόστους της ενδεχόμενης απαιτούμενης ενίσχυσης.

- Συμβατικός χρόνος ζωής του έργου: $T_L = 50$ έτη
- Κατηγορία σπουδαιότητας II: $\gamma_I = 1.00$
- Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (Ζώνη ΖΙ): $a_{gR} = 0.16g$

Οι στόχοι που επιλέχθηκαν, συνίστανται στις ανεκτές βλάβες για ένα αναμενόμενο επίπεδο της σεισμικής έντασης. Το αναμενόμενο επίπεδο της σεισμικής

έντασης που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη, εκφράζεται ποσοτικά μέσω της αντίστοιχης επιτάχυνσης σχεδιασμού a_g , η οποία προκύπτει από την σχέση:

$$a_g = a_{gR} * \gamma_I * (T_R/T_{LR})^{\frac{1}{k}}$$

Εξίσωση 4.1

Όπου:

- $k = 3.00$ (Προτεινόμενη τιμή σύμφωνα με EC8-1)
- T_{LR} : η τιμή της περιόδου επαναφοράς
- T_R : η τιμή αναφοράς της εξεταζόμενης περιόδου επαναφοράς

Στην προκειμένη περίπτωση, η τιμή αναφοράς των δύο εξεταζόμενων περιόδων επαναφοράς, είναι εκείνη που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης της τιμής a_{gR} 10% στον χρόνο ζωής του έργου, δηλαδή $T_R = 475$ έτη. Οι δύο εξεταζόμενες περίοδοι επαναφοράς είναι 475 και 72 έτη (πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 έτη). Αντικαθιστώντας τα παραπάνω δεδομένα στην ανωτέρω σχέση, προκύπτουν δύο εδαφικές επιταχύνσεις σχεδιασμού: 0,085g και 0,16g. Οι επιταχύνσεις αυτές (επίπεδα σεισμικής έντασης), συνδυαζόμενες με τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) και «Οιονεί κατάρρευση» (NC) αντίστοιχα, καθορίζουν τους δύο στόχους σεισμικής ικανότητας, ως προς τους οποίους θα γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής. Με άλλα λόγια οι δύο αυτοί στόχοι απαιτούν από την κατασκευή, αφενός οι βλάβες να είναι επιδιορθώσιμες για το σεισμικό γεγονός που επαναλαμβάνεται στην περιοχή κάθε 72 χρόνια και αφετέρου να μην υπάρξει κατάρρευση για τον σεισμό που επαναλαμβάνεται κάθε 475 χρόνια, ασχέτως εάν οι πραγματοποιούμενες βλάβες κριθούν ως μη επισκευάσιμες.

4.3 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας και καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου των σταθμών επιτελεστικότητας, είναι η γνώση της απόκρισης του φορέα κατά την επιβολή οριζοντίων δράσεων μέχρι την δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης (ανελαστική απόκριση). Προϋπόθεση για την εφαρμογή ανελαστικής ανάλυσης σε έναν φορέα, είναι η γνώση της συμπεριφοράς των διατομών (σταδιακή πλαστικοποίηση) και κατ'επέκταση των μελών από τα οποία αποτελείται.

4.3.1 Καμπύλη F – δ δομικού στοιχείου

Όπως αναφέρει ο καθηγητής (Ψυχάρης, 2015), οι νόμοι που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν τα εντατικά μεγέθη 'F' με παραμορφωσιακά μεγέθη 'δ'. Τα μεγέθη F μπορεί να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι παραμορφώσεις δ, σχετικές μετακινήσεις, καμπυλότητες ή στροφές.

Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F

και δ , είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ , στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτόμενης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό, με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών.

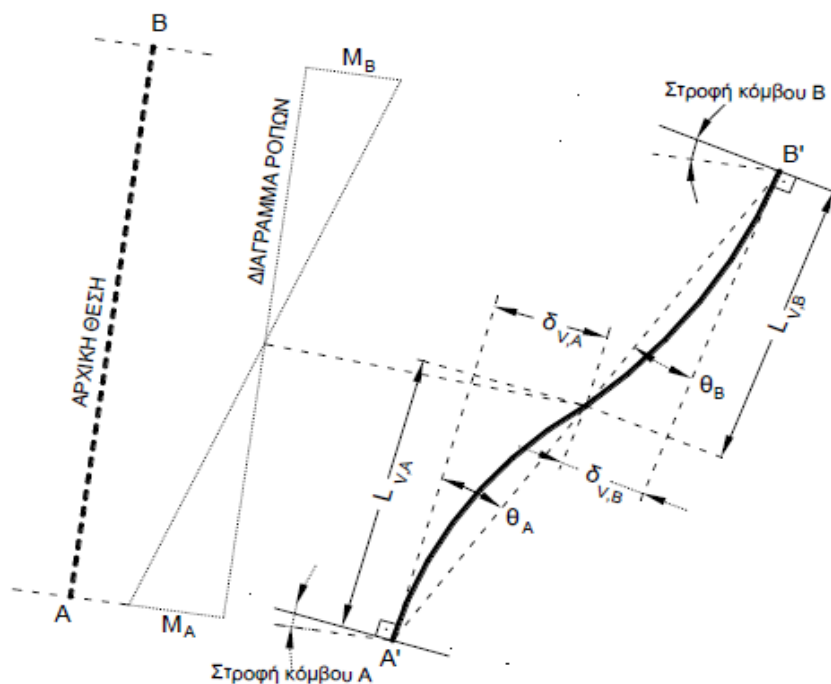
Στο Fespa η κατάρτιση των καμπυλών $F - \delta$ των δομικών στοιχείων, γίνεται σε όρους ροπής κάμψης M και γωνίας στροφής χορδής θ (σχήμα 4-1), για τα καμτόμενα μέλη και σε όρους δύναμης F και μετακίνησης δ για τα αξονικώς καταπονούμενα μέλη.

Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F - \delta$ των στοιχείων έχει ιδεατή μορφή, η οποία φαίνεται στο (σχήμα 4-2). Στο διάγραμμα έκαστου δομικού στοιχείου, ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις θ . Έτσι στην στάθμη DL (A) αντιστοιχεί η παραμόρφωση διαρροής: θ_y , στην στάθμη SD (B) αντιστοιχεί η παραμόρφωση: $(\theta_y + \theta_u)/2\gamma_{Rd}$ και στην στάθμη NC (Γ) η οριακή παραμόρφωση: θ_u/γ_{Rd} . Ο τρόπος με τον οποίο χρησιμοποιούνται οι στάθμες επιτελεστικότητας του κάθε επιμέρους στοιχείου, στον καθορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής συνολικά, θα φανεί παρακάτω.

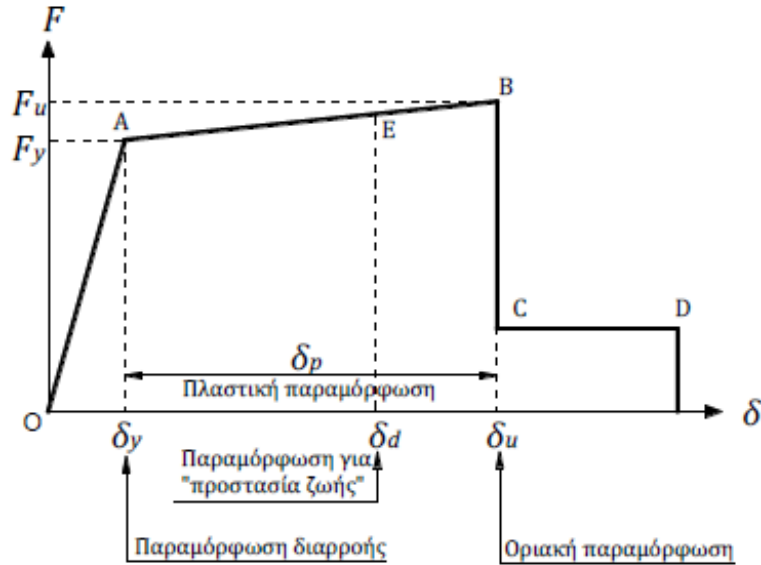
Κρίνεται σκόπιμο στο σημείο αυτό, να επισημανθεί ο διαχωρισμός των δομικών στοιχείων μίας κατασκευής σε πρωτεύοντα (ή κύρια) και δευτερεύοντα. Σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.4:

- Πρωτεύοντα (ή κύρια) χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς, που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία.
- Δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία.

Η διάκριση αυτή σε συνδυασμό με τα σκελετικά διαγράμματα των μελών ($F - \delta$), αποτελεί καθοριστικό παράγοντα στον καθορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής.



Σχήμα 4 - 1. Γωνία στροφής χορδής θ



Σχήμα 4 - 2. Ιδεατή καμπύλη $F - \delta$ δομικού στοιχείου

4.3.2 Καθορισμός των ιδιοτήτων των υλικών στο προς αποτίμηση προσομοίωμα

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.3 η ανάλυση (και επομένως η κατασκευή των παραπάνω διαγραμμάτων), πραγματοποιείται με χρήση των μέσων αντοχών των υλικών. Σε υφιστάμενες κατασκευές οι μέσες αντοχές μπορούν να προκύψουν από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές αντοχές.

4.3.2.1 Σκυρόδεμα B225

- Μέση αντοχή σκυροδέματος: $f_{cm} = 22.5 \text{ MPa}$
- Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος: $C_{Fc} = 1.20$
- Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος: $\gamma'_c = 1.50$
- Αντοχή για έλεγχο παραμορφώσεων: $f_{cm}/C_{Fc} = 18.75 \text{ MPa}$
- Αντοχή για έλεγχο δυνάμεων (κύρια μέλη): $f_{cm}/(C_{Fc} * \gamma'_c) = 12,50 \text{ MPa}$
- Αντοχή για έλεγχο δυνάμεων (δευτερεύοντα μέλη): $f_{cm}/C_{Fc} = 18.75 \text{ MPa}$

Η παραπάνω μέση αντοχή f_{cm} αντιπροσωπεύει την μέση αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου, η οποία έχει προκύψει από την μέση αντοχή κυβικού δοκιμίου από την σχέση:

$$f_{cm} = \beta_{cc} * \left(\frac{f_{cm,cube}}{1,25} \right)$$

Εξίσωση 4. 2

Η σχέση 4.2 προβλέπεται στον EC2-1-1 §3.1.2(6) και ο συντελεστής β_{cc} λαμβάνεται για το υφιστάμενο δόμημα $\beta_{cc} = 1,25$ (37 έτη από την κατασκευή του).

4.3.2.2 Χάλυβας St III

- Μέση αντοχή χάλυβα: $f_{ym} = 460$ MPa
- Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα: $C_{Fs} = 1.20$
- Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα: $\gamma'_s = 1.15$
- Αντοχή για έλεγχο παραμορφώσεων (διαμήκους και εγκάρσιου σπλισμού):
 $f_{ym}/C_{Fs} = 383,3$ MPa
- Αντοχή για έλεγχο δυνάμεων (κύρια μέλη): $f_{ym}/(C_{Fs} * \gamma'_s) = 333,3$ MPa
- Αντοχή για έλεγχο δυνάμεων (δευτερεύοντα μέλη): $f_{ym}/C_{Fs} = 383,3$ MPa
- Οριακή παραμόρφωση χάλυβα $\varepsilon_{sum} = 5\%$

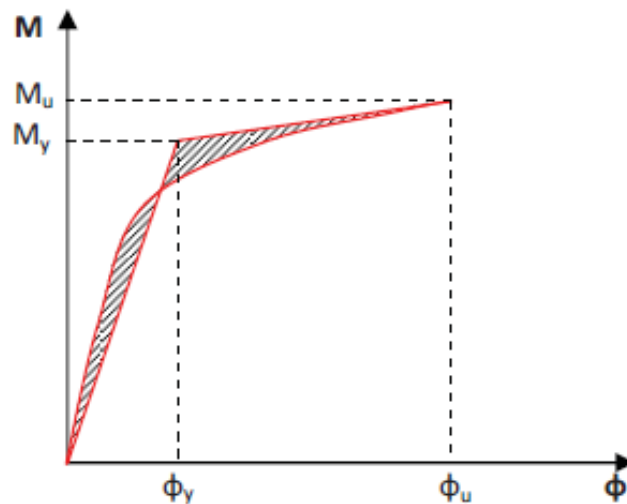
Οι παραπάνω τιμές εισήχθησαν ως δεδομένα στο πρόγραμμα, επανακαθορίζοντας τις παραμέτρους των υλικών του προσομοιώματος, όπως προηγουμένως είχε αναφερθεί πως θα γίνει και σύμφωνα με τις οδηγίες των κανονισμών.

4.3.3 Η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover)

Σύμφωνα με (Μ.Παπαδρακάκης, 2011), οι μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής, διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης. Στην Προσαυξητική Στατική Ανάλυση το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης, προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση. Στην Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση επιβάλλονται σεισμικές δράσεις η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση.

Στην παρούσα εργασία και προκειμένου να κατασκευαστεί η καμπύλη φορτίου-μετατόπισης $P - U$ (καμπύλη ικανότητας) της κατασκευής, χρησιμοποιείται η μέθοδος της Προσαυξητικής Στατικής Ανάλυσης με αυξανόμενες στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις (ανάλυση pushover). Στο εν λόγω κτίριο, η μέγιστη επιβαλλόμενη μετατόπιση έχει καθοριστεί ως ποσοστό του συνολικού ύψους του κτιρίου (3,00%), δηλαδή: $20,30 * 0,03 = 0,609$ m.

Στο Fespa οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις, είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστρωμάτων. Στις ενδιάμεσες περιοχές η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Η ανάλυση στηρίζεται στην θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας σε ότι αφορά τα άκρα των στοιχείων προσομοίωσης. Βάσει της θεώρησης αυτής, η πλαστική άρθρωση προσομοιώνεται είτε μέσω ενός στροφικού ελατηρίου (ισοδύναμος ελαστικός κόμβος) είτε θεωρώντας ότι η διατομή υποδιαιρείται σε ίνες κάθετες στο ύψος της (πολυστρωματική θεώρηση), (ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, Pushover Θεωρητικά στοιχεία, 2013). Βάσει των παραδοχών αυτών κατασκευάζονται, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, τα διαγράμματα $F - \delta$ των μελών του φορέα, τα οποία μετατρέπονται σε διγραμμικοποιημένη μορφή όπως στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 4 - 3. Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής

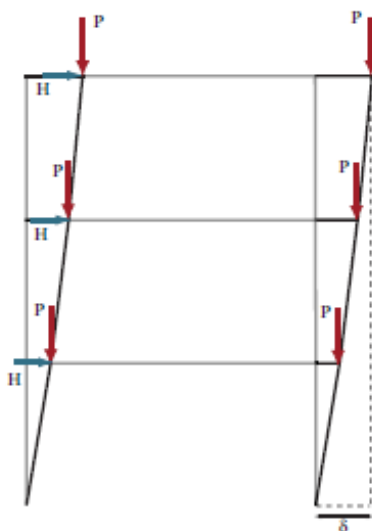
Με δεδομένες τις ανωτέρω καμπύλες των μελών, ορίζονται οι κατανομές φόρτισης που θα ληφθούν υπόψη στην ανάλυση, οι διευθύνσεις ως προς τις οποίες θα επιβληθούν, αλλά και ο κόμβος ελέγχου ως ο κόμβος της κατασκευής στον οποίο επιβάλλονται οι δεδομένες μετατοπίσεις σε κάθε βήμα. Η διαδικασία της Στατικής Προσαυξητικής Ανάλυσης με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις συνίσταται στα εξής βήματα:

- Η εξ' αρχής δεδομένη μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου, διαιρείται με τον αριθμό των βημάτων (στην προκειμένη περίπτωση 100) και προκύπτει έτσι η μετατόπιση κάθε βήματος.
- Σε κάθε βήμα η αναλογία της επιβαλλόμενης κατανομής φόρτισης διατηρείται σταθερή και δεν μεταβάλλεται λόγω της πλαστικοποίησης διατομών και της επακόλουθης μεταβολής των χαρακτηριστικών του φορέα (παραδοχή).
- Σε κάθε βήμα υπολογίζεται ο φορτιστικός συντελεστής λ : συντελεστής με τον οποίο πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα εξωτερικά φορτία ώστε η προκύπτουσα μετατόπιση στον κόμβο ελέγχου να προκύψει ίση με τη δεδομένη (επαναληπτική διαδικασία Newton-Raphson).
- Ακολούθως υπολογίζονται (με την τροποποιημένη λόγω λ τιμή των φορτίων) οι μετατοπίσεις των υπόλοιπων κόμβων του φορέα και τα εντατικά μεγέθη στα άκρα τους (στατική επίλυση).
- Χρησιμοποιώντας τα δεδομένα διαγράμματα $F - \delta$ των μελών, με διαδοχικό έλεγχο της εντατικής-παραμορφωσιακής τους κατάστασης, προσδιορίζονται τα μέλη που έχουν περάσει στην μετελαστική περιοχή (ακραίες διατομές) και σημειώνονται οι πλαστικές αρθρώσεις στην κατασκευή.
- Προσδιορίζεται το επαπτομενικό μητρώο στιβαρότητας του φορέα στο πέρας του τρέχοντος βήματος και συγκεντρώνονται τα δεδομένα για το επόμενο βήμα.
- Η διαδικασία επαναλαμβάνεται στο επόμενο βήμα μέχρι την ολοκλήρωση του προκαθορισμένου αριθμού βημάτων. Μπορεί βέβαια να τερματιστεί και νωρίτερα σε περίπτωση σχηματισμού μηχανισμού κατάρρευσης στον φορέα.

Προκύπτει έτσι η ζητούμενη καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζεται σε όρους δύναμης (τέμνουσα βάση) και μετακίνησης (μετακίνηση του κόμβου ελέγχου).

4.3.3.1 *Επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως*

Στην ανελαστική στατική ανάλυση, οι στατικές επιρροές 2ας τάξεως θα πρέπει να συνεκτιμώνται στην ανάλυση διότι στην οροφή του δομήματος η μετακίνηση δ μπορεί να πάρει μεγάλες τιμές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.7). Η ενσωμάτωση των φαινομένων 2ας τάξης επιταχύνει την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων, καθώς οδηγεί στην εμφάνιση επιπρόσθετων ροπών. Στο Fespa λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξης, κατά την ανελαστική ανάλυση ενός φορέα. Έτσι μορφώνεται σε κάθε βήμα το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής, σύμφωνα με τις ανανεωμένες συντεταγμένες των κόμβων. Με αυτό τον τρόπο η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα συνεκτιμάται στην συνολική του δυσκαμψία.



Σχήμα 4 - 4. Επιρροή φαινομένων P – Δ σε τυπικό πλαίσιο

4.3.3.2 *Καθορισμός των κατανομών φόρτισης*

Η προσομοίωση των οριζόντιων (σεισμικών) φορτίων, γίνεται μέσω της κατανομής της τέμνουσας βάσης στις διάφορες στάθμες της κατασκευής. Η κατανομή αυτή μπορεί να είναι η ομοιόμορφη, η τριγωνική ή κάποια ιδιομορφική κατανομή, οι αναλογίες των οποίων διατηρούνται σταθερές κατά την διαδικασία της ανελαστικής ανάλυσης. Στην προκειμένη περίπτωση έχουν επιλεγθεί δύο κατανομές, η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική.

Η τέμνουσα βάσης, για κάθε κατεύθυνση της οριζόντιας φόρτισης υπολογίζεται από το φάσμα σχεδιασμού και την τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής από την σχέση (Μ.Παπαδρακάκης, 2011):

$$F_b = S_{a1} * \sum_k w_k / g$$

Εξίσωση 4. 3. Τέμνουσα βάσης

Όπου:

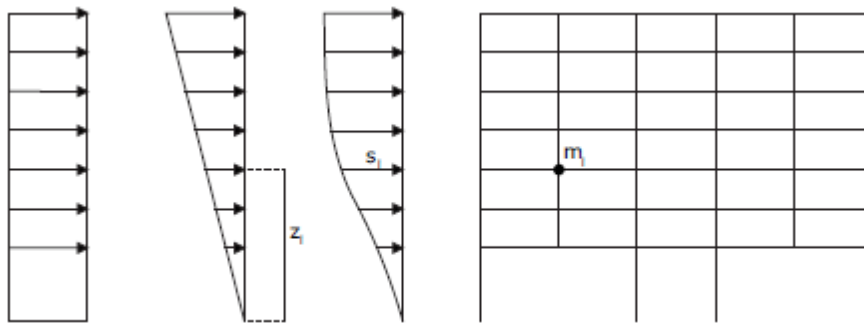
- w_k : είναι το βάρος του k ορόφου
- $S_{a1} = S_a(T_1)$: η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού

Έτσι η οριζόντια δύναμη που αντιστοιχεί στον k όροφο ενός κτιρίου μπορεί να εκφραστεί από την σχέση:

$$Q^k = \frac{w_k * \varphi_1^k}{\sum_k (w_k * \varphi_1^k)} * F_b$$

Εξίσωση 4. 4. Γενική περίπτωση κατανομής της τέμνουσας βάσης

Είναι προφανές ότι στην ομοιόμορφη κατανομή, η κατανομή των φορτίων στους ορόφους καθορίζεται μόνο από την μάζα του κάθε ορόφου, ενώ στην ιδιομορφική κατανομή υπεισέρχονται και οι τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής φ_1 (Η τέμνουσα βάσης κατανέμεται στις στάθμες του κτιρίου ώστε να προσεγγίζονται οι αδρανειακές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή).

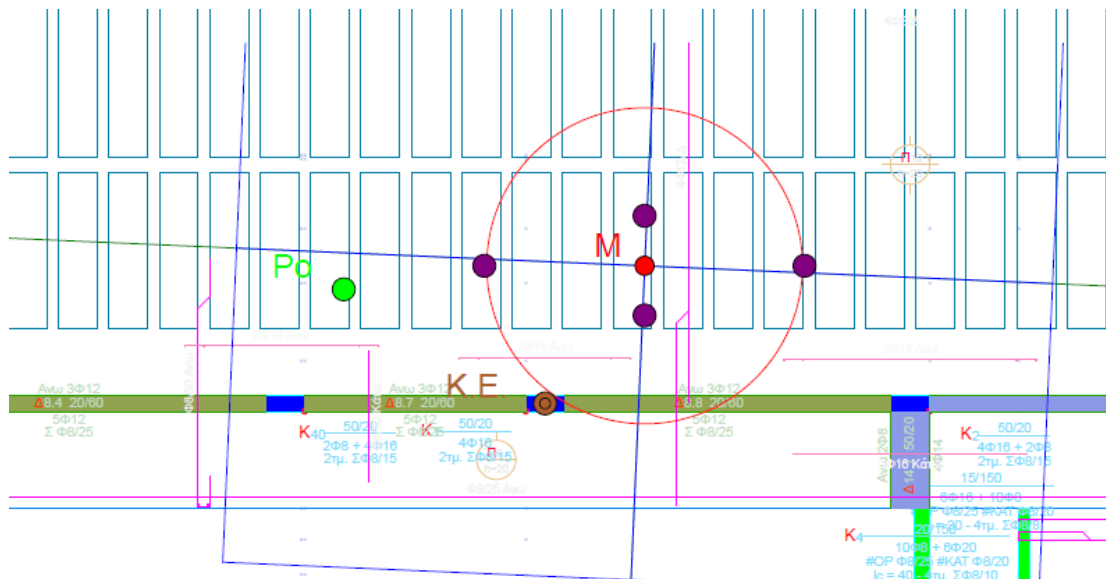


Σχήμα 4 - 5. Κατανομές φόρτισης: Ομοιόμορφη(ορθογωνική), Τριγωνική και Ιδιομορφική

4.3.3.3 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Γενικά ως κόμβος ελέγχου ορίζεται ο κόμβος του ανώτατου διαφράγματος της κατασκευής που βρίσκεται πλησιέστερα στο κέντρο μάζας αυτής. Εξαιρούνται τα δώματα και κατασκευές που αποκρίνονται διαφορετικά ως προς τον υπόλοιπο φορέα.

Έτσι στην προκειμένη περίπτωση, ως κόμβος ελέγχου καθορίζεται ο κόμβος που αντιστοιχεί στην κεφαλή του υποστυλώματος K1(5).



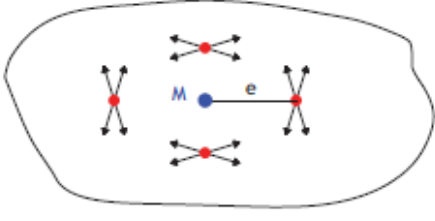
Εικόνα 4 - 1. Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

4.3.3.4 Συνδυασμός των κατανομών φόρτισης

Κατά την ανελαστική ανάλυση της κατασκευής, οι ανωτέρω καθορισμένες κατανομές φόρτισης, εφαρμόζονται στις δύο κατευθύνσεις των δύο διευθύνσεων της κάτοψης, λαμβάνοντας υπόψη κάποια τυχηματική εκκεντρότητα από το κέντρο μάζας της κατασκευής αλλά και την επιρροή μίας εγκάρσιας συνιστώσας, σε κάθε περίπτωση φόρτισης.

Σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.9(β): «Στην περίπτωση εφαρμογής της ανελαστικής στατικής μεθόδου το κτίριο θα αναλύεται για φορτία στις δύο διευθύνσεις, με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεων 10:3 και (χωριστά) 3:10. Εφαρμόζεται δηλαδή το 100% μίας επιλεγείσας τέμνουσας βάσεως στη μία διεύθυνση και το 30% της αντίστοιχης τέμνουσας βάσεως στην άλλη διεύθυνση.» Ανεξάρτητα από την διεύθυνση της συνισταμένης φόρτισης, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, καθώς και τα δεδομένα του μονοβάθμιου ταλαντωτή (ισοδύναμο μονοβάθμιο), προσδιορίζονται στη διεύθυνση που εφαρμόζεται η μεγαλύτερη τέμνουσα βάσεως.

Όσον αφορά την τυχηματική εκκεντρότητα, στην προκειμένη περίπτωση λαμβάνεται υπόψη, κατά την εγκάρσια διεύθυνση της συνιστώσας με την μεγαλύτερη τέμνουσα βάσεως. Προκύπτουν έτσι 32 ανελαστικές αναλύσεις, όπως απεικονίζεται στον παρακάτω πίνακα.

Συντ. συνδυασμού εγκάρσιας φόρτ. [%]	Τυχμ. εκκεντρότητα	Περιπτώσεις φόρτισης	Πλήθος αναλύσεων
30	Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση		16 κατευθύνσεις φόρτισης x 2 κατανομές = 32

Πίνακας 4 - 2. Πλήθος ανελαστικών αναλύσεων σε συνάρτηση με την εγκάρσια συνιστώσα της φόρτισης και την τυχματική εκκεντρότητα.

4.3.4 Καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας

Η παραπάνω διαδικασία εφαρμοζόμενη οδηγεί στην κατασκευή της καμπύλης ικανότητας του φορέα, για κάθε έναν από τους 32 συνδυασμούς των κατανομών φόρτισης. Προκύπτουν έτσι 32 καμπύλες ικανότητας οι οποίες παρουσιάζονται στο τέλος του κεφαλαίου.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας όπως ορίστηκαν και επιλέχθηκαν παραπάνω, καθορίζονται επάνω στις δεδομένες πλέον καμπύλες ικανότητας, με την εξής διαδικασία:

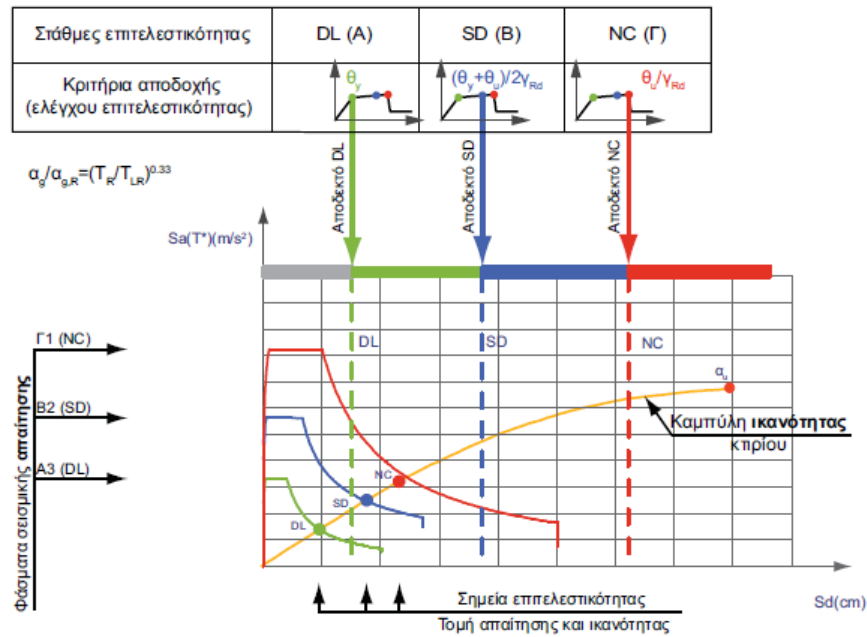
- «Περιορισμένες Βλάβες» (DL): Η στάθμη αυτή δεν χρησιμοποιείται κατά τον καθορισμό των στόχων σεισμικής ικανότητας του υφιστάμενου κτιρίου. Σημειώνεται ωστόσο στην καμπύλη ικανότητας και παρουσιάζεται μαζί με τα υπόλοιπα δεδομένα για λόγους πληρότητας. Η κατασκευή φορτίζεται με την μέθοδο pushover και σε κάθε βήμα φόρτισης (επιβαλλόμενης μετακίνησης) υπολογίζεται η γωνία στροφής χορδής κάθε κρίσιμης διατομής κάθε μέλους του φορέα. Όταν για πρώτη φορά (σε κάποιο βήμα φόρτισης), κάποια διατομή οποιουδήποτε υποστυλώματος αναπτύξει $\theta \geq \theta_y$, τότε σημειώνεται το σημείο της καμπύλης ικανότητας, που αντιστοιχεί στο βήμα αυτό. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε ένα ζεύγος τέμνουσας βάσης και μετακίνησης του κόμβου ελέγχου και αποτελεί την στάθμη επιτελεστικότητας DL.

- «Σημαντικές βλάβες» (SD): Η στάθμη αυτή σε συνδυασμό με το σεισμικό γεγονός που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 50% (στον χρόνο ζωής του έργου), συνιστούν τον πρώτο στόχο σεισμικής ικανότητας (B2), για τον οποίο ελέγχεται η κατασκευή. Καταρτίζονται οι κατανομές φόρτισης και εφαρμόζεται στον φορέα η μέθοδος pushover, όπως περιγράφεται παραπάνω. Όταν για πρώτη φορά (σε κάποιο βήμα φόρτισης), ένα οποιοδήποτε κύριο σεισμικό μέλος (δοκός ή υποστύλωμα), αναπτύξει γωνία στροφής χορδής: $\theta \geq (\theta_y + \theta_u) / 2 * \gamma_{Rd}$, σημειώνεται το σημείο στην καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στο βήμα αυτό. Το σημείο αυτό αποτελεί την στάθμη επιτελεστικότητας SD.

- «Οιονεί Κατάρρευση» (NC): Η στάθμη αυτή σε συνδυασμό με το σεισμικό γεγονός που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% (στον χρόνο ζωής του

έργου), συνιστούν τον δεύτερο στόχο σεισμικής ικανότητας (Γ_1), για τον οποίο ελέγχεται η κατασκευή. Καταρτίζονται οι κατανομές φόρτισης και εφαρμόζεται στον φορέα η pushover. Όταν για πρώτη φορά (σε κάποιο βήμα φόρτισης), ένα οποιοδήποτε κύριο σεισμικό μέλος (δοκός ή υποστύλωμα), αναπτύξει γωνία στροφής χορδής: $\theta \geq \theta_u/\gamma_{Rd}$, σημειώνεται το σημείο στην καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στο βήμα αυτό. Το σημείο αυτό αποτελεί την στάθμη επιτελεστικότητας NC.

Παρακάτω φαίνεται η διαδικασία καθορισμού των σταθμών επιτελεστικότητας στο Fespa.



Σχήμα 4 - 6. Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας και διαδικασία ελέγχου

4.4 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

Σύμφωνα με (Ψυχάρης, 2015): «Για να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να ελεγχθεί εάν, για τον σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (performance point) πάνω στη καμπύλη ικανότητας, που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας».

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, είναι απαραίτητη η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Η μετατροπή γίνεται μέσω της θεώρησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, που αντιστοιχεί στο πολυβάθμιο προσομοίωμα της κατασκευής. Κατασκευάζονται τα ελαστικά φάσματα για ενεργό απόσβαση (φάσματα απαίτησης), που αντιστοιχούν στους σεισμούς των προκαθορισμένων στόχων σεισμικής ικανότητας, επίσης σε μορφή ADRS. Ακολούθως προσδιορίζονται τα σημεία τομής των φασμάτων απαίτησης με το φάσμα ικανότητας της κατασκευής και (με δεδομένες τις στάθμες

επιτελεστικότητα πάνω σε αυτό), ελέγχονται οι στόχοι σεισμικής ικανότητας που έχουν τεθεί.

Στο Fespa υπολογίζονται ακόμα, για κάθε επίπεδο της σεισμικής έντασης που ελέγχεται, οι λόγοι επάρκειας (ή ανεπάρκειας) των μελών (δοκών και υποστυλωμάτων). Οι λόγοι αυτοί μας πληροφορούν για το πόσα και ποιά μέλη της κατασκευής, υπερβαίνουν την εκάστοτε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ συγκρίνοντας τις τιμές των λόγων μπορούμε να ταξινομήσουμε και την σειρά εμφάνισης των αστοχιών, στα μέλη που αστοχούν.

4.4.1 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ΙΜΣ)

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος, που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Η pushover εφαρμόζεται κυρίως για επίπεδη κίνηση της κατασκευής στην διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης, οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος (στους ορόφους), γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (4.4). Να σημειωθεί εδώ ότι, οι τιμές φ_i^k συνήθως κανονικοποιούνται, έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με την μονάδα $\varphi_{top}=1$. Η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ΙΜΣ, δεν ισούται με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου.

Η χρήση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, αποτελεί μια παραδοχή με πολλές αβεβαιότητες. Η αξιοπιστία του ΙΜΣ, επηρεάζεται από την μορφή και τον τύπο της κατασκευής και τις μετελαστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική καταπόνηση.

Τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις κ.λπ.) του πολυβάθμιου και του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος αντιστοιχίζονται από τη σχέση:

$$Q = \Gamma * Q^*$$

Εξίσωση 4. 5

- Q^* : μέγεθος στο ΙΜΣ (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση d^*)
- Q : μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης F_b , μετακίνηση κόμβου ελέγχου Δ)
- Γ : συντελεστής συμμετοχής που (για επίπεδη κίνηση της κατασκευής), δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum(m_i * \varphi_i)}{\sum(m_i * \varphi_i^2)}$$

Εξίσωση 4. 6

- m^* : μάζα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

$$m^* = \sum(m_i * \varphi_i)$$

Εξίσωση 4. 7

4.4.2 Κατασκευή φάσματος ικανότητας (ADRS)

Προκειμένου να γίνει αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με την σεισμική απαίτηση πρέπει, ο σχεδιασμός των διαγραμμάτων που τις αναπαριστούν να γίνει σε ένα κοινό διάγραμμα. Για τον λόγο αυτό η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (μορφή ADRS). Η μετατροπή γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{F_b}{\alpha * m_{o\lambda}}$$

Εξίσωση 4. 8

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma * \varphi_{top}}$$

Εξίσωση 4. 9

Όπου F_b είναι η τέμνουσα βάσης του πολυβαθμίου, $m_{o\lambda}$ η συνολική μάζα του πολυβαθμίου, Δ η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ενώ $\varphi_{top}=1$ στην περίπτωση που η ιδιομορφή είναι κανονικοποιημένη. Ο συντελεστής α δηλώνει το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στην δυναμική απόκριση της κατασκευής (δρώσα ιδιομορφική μάζα), για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης και δίνεται από την σχέση:

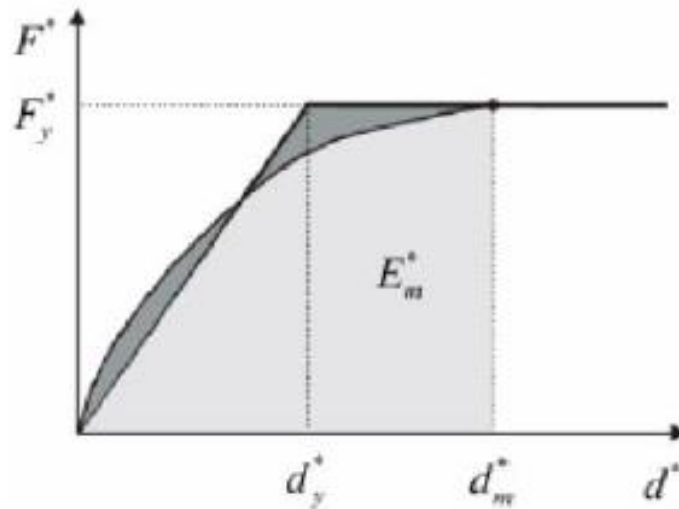
$$\alpha = \frac{[\sum m_i * \varphi_i]^2}{m_{o\lambda} * \sum(m_i * \varphi_i^2)} = \Gamma * \frac{m^*}{m_{o\lambda}}$$

Εξίσωση 4. 10

Για τον λόγο ότι η πρώτη διαρροή του πολυβάθμιου συστήματος δεν ταυτίζεται με αυτή του ισοδύναμου μονοβάθμιου, το φάσμα ικανότητας που προκύπτει διγραμμικοποιείται. Το διγραμμικό διάγραμμα κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση με την αρχή των ίσων εμβαδών. Βάσει της παραδοχής αυτής, η μετακίνηση διαρροής του εξιδανικευμένου μονοβάθμιου συστήματος δίνεται από την σχέση:

$$d_y^* = 2 * (d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*})$$

Εξίσωση 4. 11



Σχήμα 4 - 7. Μετατροπή του φάσματος ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε διγραμμικό

Η ιδιοπερίοδος του εξιδανικευμένου ισοδύναμου μονοβάθμιου προκύπτει:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

Εξίσωση 4. 12

4.4.3 Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης πραγματοποιείται με την επαναληπτική διαδικασία, που προβλέπεται στην μέθοδο N2. Προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και σημειώνονται στο φάσμα ικανότητας τα σημεία επιτελεστικότητας, για κάθε εξεταζόμενο επίπεδο της σεισμικής έντασης. Τώρα πλέον τα σημεία επιτελεστικότητας, μπορούν να συγκριθούν με τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας και να αποδειχθεί εάν οι στόχοι σεισμικής ικανότητας που έχουν τεθεί πληρούνται ή όχι.

4.5 Εφαρμογή της μεθόδου pushover στο υφιστάμενο κτίριο

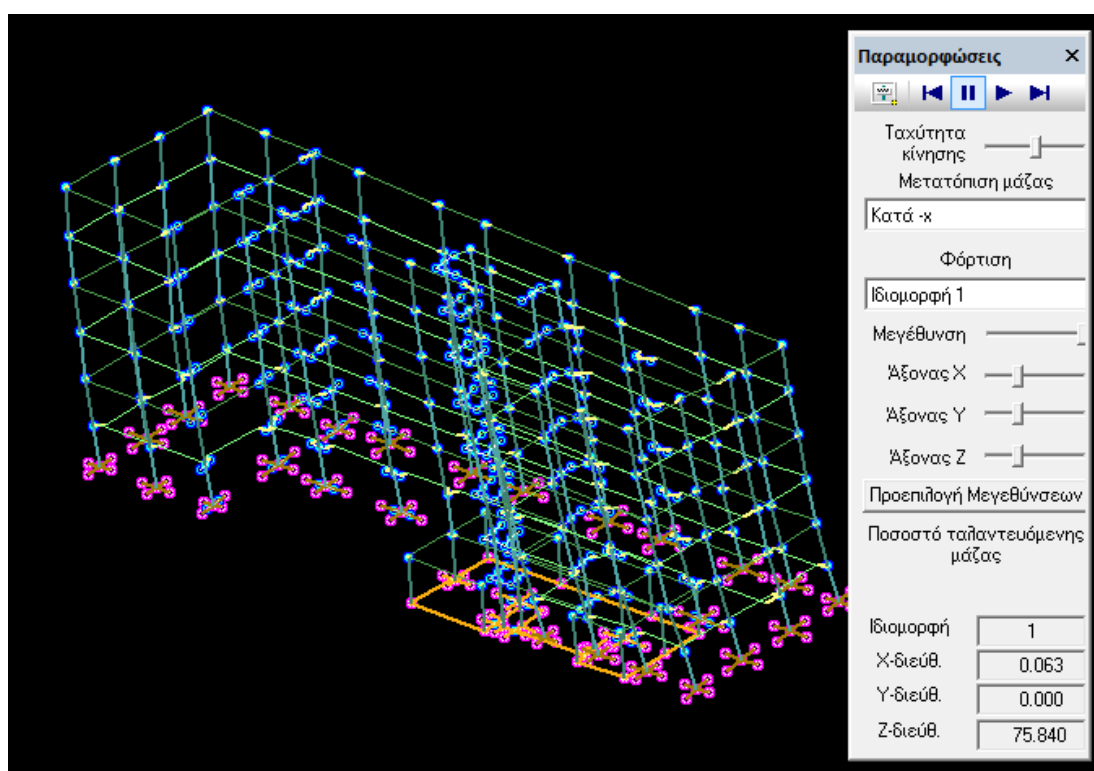
Με δεδομένη πλέον την μεθοδολογία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover), προχωρούμε στην εφαρμογή αυτής στον υφιστάμενο φορέα. Έχουν πλέον καθοριστεί οι επιδιωκόμενοι στόχοι σεισμικής ικανότητας, οι ποιότητες των υλικών του προς αποτίμηση φορέα, οι κατανομές φόρτισης που θα επιβληθούν ενώ έχει καθοριστεί και ο κόμβος ελέγχου του προσομοιώματος. Παρουσιάζονται ακολούθως οι πρώτες ιδιομορφές του προσομοιώματος και κάποια από τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων των μελών του φορέα (ενδεικτικά). Πραγματοποιείται η pushover ανάλυση (32 αναλύσεις) και κατασκευάζονται οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής, σε όρους δύναμης – μετακίνησης και τα αντίστοιχα φάσματα ικανότητας ADRS. Καθορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας επάνω στα φάσματα ικανότητας

και από τα φάσματα απαίτησης στο ίδιο διάγραμμα, προσδιορίζονται τα σημεία επιτελεστικότητας. Σε κοινό ADRS διάγραμμα για κάθε περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της παραπάνω διαδικασίας, ώστε να είναι πλέον εφικτός ο έλεγχος των στόχων και η διεξαγωγή συμπερασμάτων.

4.5.1 Ιδιομορφές του υφιστάμενου φορέα

Παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του υφιστάμενου φορέα. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα (μάζα που ταλαντώνεται ως ποσοστό της συνολικής μάζας του φορέα) για κάθε μία από τις οριζόντιες διευθύνσεις X και Z, εξαρτάται από την εκάστοτε κατεύθυνση της επιβαλλόμενης φόρτισης.

- Ιδιομορφή 1



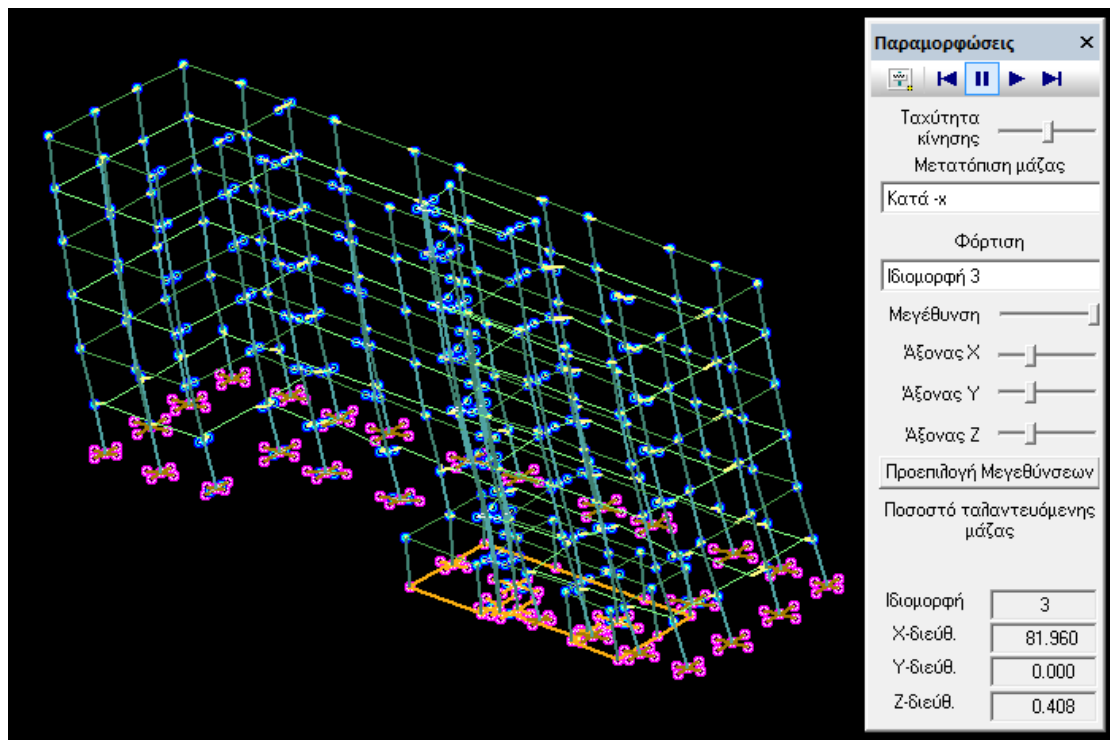
Εικόνα 4 - 2. Μετακίνηση φορέα κατά την 1^η ιδιομορφή

Η ιδιομορφή 1 είναι μεταφορική με δρώσα ιδιομορφική μάζα 75,840% για σεισμό: Z και εκκεντρότητα: -X.

- Ιδιομορφή 2

Η κίνηση του φορέα στην περίπτωση της ιδιομορφής 2 εξαρτάται από την κατεύθυνση της επιβαλλόμενης φόρτισης. Για κατεύθυνση φόρτισης Z και εκκεντρότητα +X ο φορέας παρουσιάζει μεταφορική απόκριση, ενώ για τις υπόλοιπες κατευθύνσεις φόρτισης ο φορέας κινείται στροφικά.

- Ιδιομορφή 3



Εικόνα 4 - 3. Μετακίνηση φορέα κατά την 3^η ιδιομορφή

Η ιδιομορφή 3 είναι μεταφορική με δρώσα ιδιομορφική μάζα 81,960% για σεισμό: Z και εκκεντρότητα: -X.

4.5.2 Διαγράμματα M – θ των μελών του φορέα

Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας του φορέα, γίνεται μέσω των διαγραμμάτων ροπής – γωνίας στροφής χορδής αλλά και του ελέγχου έναντι διατμήσεως, του συνόλου των δομικών στοιχείων. Παρουσιάζονται παρακάτω ενδεικτικά, τα διαγράμματα M – θ για το υποστύλωμα K1(0) και για την δοκό Δ1.1(1).

Υποστύλωμα : Κ1(0)

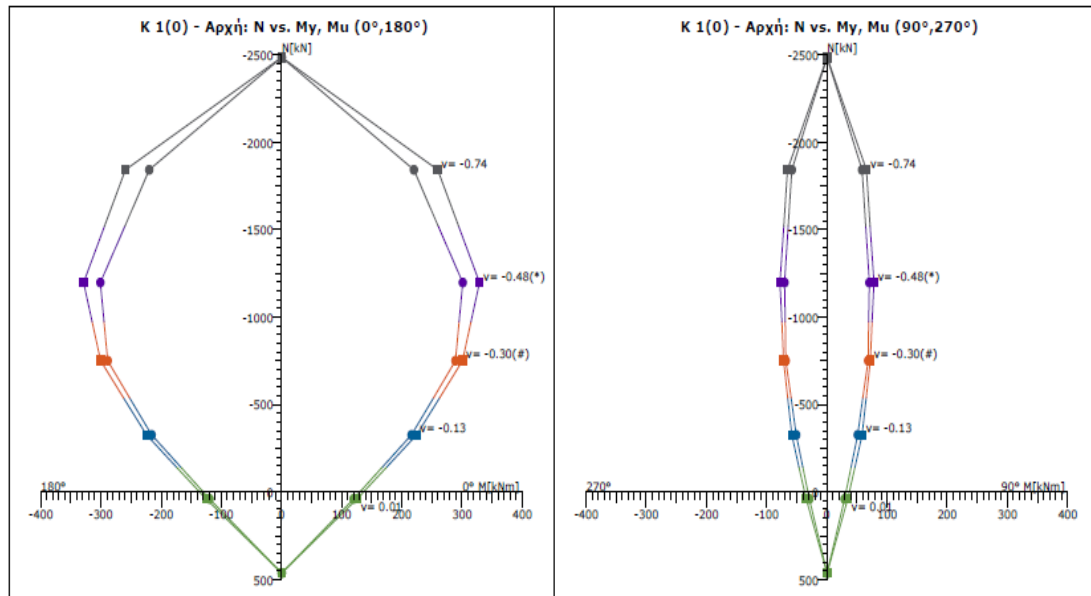
Γενικά δεδομένα

Διατομή	Ορθογωνική: 65/20 /d'=5,5	Μήκος=2,60 [m]	Lv γ:2,06[m]	Lv z:1,48 [m]	Μέλος: 2
Μέσες Αντοχές	f _{ctm} :22,50 [MPa]	f _{yt} :460,0 [MPa]	f _{ym} :460,0 [MPa]		Υφιστάμενο μέλος: Κύριο
Περιοχή μάστιξης	l _o : 2,00 [m]	l _o min: 0,42 [m]	f _{yl} : 383,3 [MPa]		k=f _t /f _y : 1,00
Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων			Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων		
f _{cs} :18,75 [MPa]	f _y :383,3 [MPa]	f _{yw} :383,3 [MPa]	f _c :12,50 [MPa]	f _y :333,3 [MPa]	f _{ym} :333,3 [MPa]
Περίσφιγξη:Ναι	f _{ccV} :19,13 [MPa]	f _{ccV} :12,82 [MPa]	ε _{su} :50,0‰	ε _{cs} : -2,2‰	ε _{cu} : -5,2‰
Συντ. μηχ. χαρακ. r	r _M = M*/M = 1,00	r _{dy} = θ _y */θ _y = 1,00	r _{du} = θ _u */θ _u = 1,00	r _V = VR*/VR = 1,00	

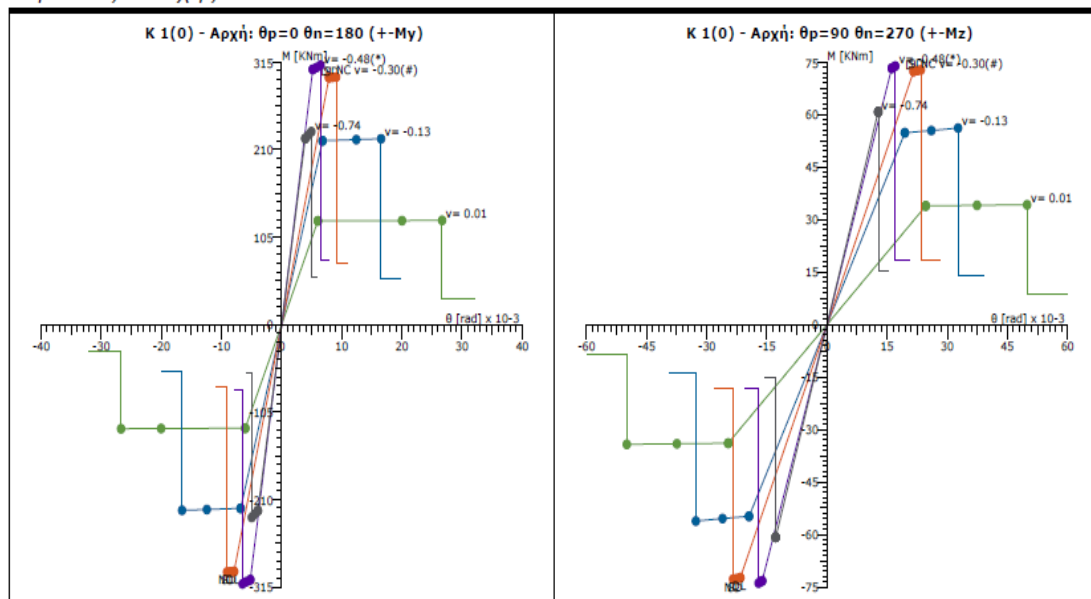
Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θ_u: γ_{el}=1.70 VR: γ_{el}=1.15 - Lv=Ls: Μήκος διάτμησης

Ράβδοι οπλισμού

Είδος	Αρχή	Τέλος
Διαμήκης	6Φ16 (12,06 cm ²)	6Φ16 (12,06 cm ²)
Συνδετήρες	Z:2τμ.Φ8/15.0- Y:2τμ.Φ8/15.0	Z:2τμ.Φ8/15.0- Y:2τμ.Φ8/15.0



Καμπύλες Αντοχής



Γωνία [deg]	Γενικά στοιχεία				Ροπή [kNm]			Γωνία Στροφής Κορδής [rad]		
	N [kN]	EI _{net} /EI _{gross}	μθ	DL	SD	NC	DL	SD	NC	
	37,04	7,7%	4,42	124,38	124,83	125,04	6,03E-03	2,00E-02	2,67E-02	
	-327,60	12,0%	2,43	220,59	221,94	222,94	6,82E-03	1,24E-02	1,66E-02	

0	-753,01(#)	13,9%	1,15	296,36	296,77	297,18	7,91E-03	8,49E-03	9,06E-03
	-1199,38(*)	22,0%	1,25	306,19	308,84	311,48	5,18E-03	5,83E-03	6,48E-03
	-1843,19	21,0%	1,25	223,42	227,51	231,59	3,95E-03	4,45E-03	4,94E-03
	37,04	7,5%	2,03	33,89	34,07	34,25	2,46E-02	3,74E-02	4,99E-02
90	-327,60	15,4%	1,68	54,80	55,47	56,15	1,94E-02	2,61E-02	3,27E-02
	-753,01(#)	18,3%	1,08	72,40	72,60	72,79	2,16E-02	2,25E-02	2,34E-02
	-1199,38(*)	24,8%	1,06	73,24	73,56	73,89	1,62E-02	1,66E-02	1,71E-02
	-1843,19	26,0%	1,00	60,79	60,80	60,80	1,28E-02	1,28E-02	1,28E-02
180	37,04	7,7%	4,42	-124,38	-124,83	-125,04	-6,03E-03	-2,00E-02	-2,67E-02
	-327,60	12,0%	2,43	-220,59	-221,94	-222,94	-6,82E-03	-1,24E-02	-1,66E-02
	-753,01(#)	13,9%	1,15	-296,36	-296,77	-297,18	-7,91E-03	-8,49E-03	-9,06E-03
	-1199,38(*)	22,0%	1,25	-306,19	-308,84	-311,48	-5,18E-03	-5,83E-03	-6,48E-03
270	-1843,19	21,0%	1,25	-223,42	-227,51	-231,59	-3,95E-03	-4,45E-03	-4,94E-03
	37,04	7,5%	2,03	-33,89	-34,07	-34,25	-2,46E-02	-3,74E-02	-4,99E-02
	-327,60	15,4%	1,68	-54,80	-55,47	-56,15	-1,94E-02	-2,61E-02	-3,27E-02
	-753,01(#)	18,3%	1,08	-72,40	-72,59	-72,79	-2,16E-02	-2,25E-02	-2,34E-02
	-1199,38(*)	24,8%	1,06	-73,24	-73,56	-73,89	-1,62E-02	-1,66E-02	-1,71E-02
	-1843,19	26,0%	1,00	-60,79	-60,80	-60,80	-1,28E-02	-1,28E-02	-1,28E-02

(#)=> Αξονική από τα οριζόντια μόνιμα φορτία [φόρτιση {G + ψ2*Q}] (*)=> balance point

Αρχή: Διατμητική Αντοχή EC2-1-1 §6.2.3

cotθz	VRsz	VRmaxz	cotθy	VRsy	VRmaxy
[/]	[kN]	[kN]	[/]	[kN]	[kN]
2,32	277,2	277,2	2,50	72,9	208,1

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Z

N [kN]	VRc [kN]	Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
		VR [kN]	VRmax [kN]	μΔ,pl [/]	VR [kN]	VRmax [kN]
37,04	41,3	277,2	-	6,52	104,2	-
-327,60	91,0	277,2	-	3,12	165,5	-
-753,01(#)	91,0	277,2	-	0,95	243,3	-
-1199,38(*)	91,0	277,2	-	1,13	277,2	-
-1843,19	91,0	277,2	-	1,13	277,2	-

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Y

N [kN]	VRc [kN]	Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
		VR [kN]	VRmax [kN]	μΔ,pl [/]	VR [kN]	VRmax [kN]
37,04	42,5	72,9	-	2,45	42,5	-
-327,60	81,9	81,9	-	1,86	81,9	-
-753,01(#)	81,9	81,9	-	0,84	81,9	-
-1199,38(*)	81,9	81,9	-	0,80	81,9	-
-1843,19	81,9	81,9	-	0,70	81,9	-

Σχήμα 4 - 8. Διαγράμματα M – θ και διατμητική αντοχή υποστύλωματος K1(0)

Δοκός: Δ1.1, Όροφος 1

Γενικά δεδομένα δοκού

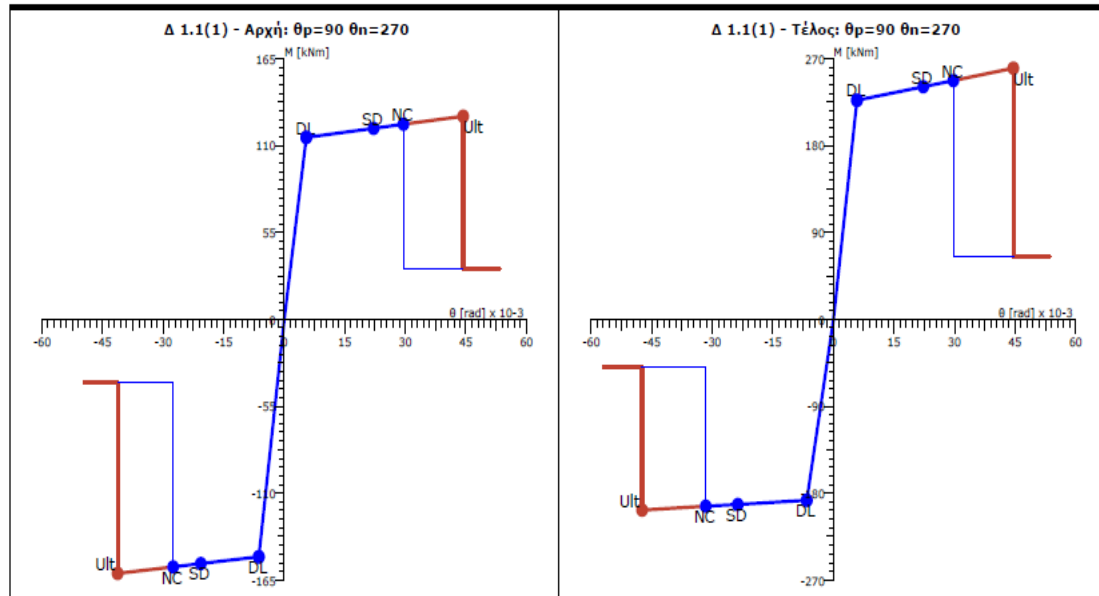
Κόμβοι	Αρχή: 52	Τέλος: 48	Μέλος: 466	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	Πλακοδοκός		Ανωδομής	Ακαμπτες απολήξεις	
Διαστάσεις	25/60/190/20/5,2 [cm]		Μήκος lcl=3,50m	Bf=0,15m	Bt=0,27m
Μέσες Αντοχές	f _{cm} :22,50 [MPa]	f _{ym} :460,0 [MPa]	f _{ywm} :460,0 [MPa]	Υφιστάμενο μέλος	Κύριο
Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων			Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων		
f _c :18,75 [MPa]	f _y :383,3 [MPa]	ε _{su} :50,0‰	f _c :12,50 [MPa]	f _y :333,3 [MPa]	f _{yw} :333,3 [MPa]
ε _{cs} :-2,0‰	ε _{cu} :-3,5‰		L _v :1,75[m]	γ _{el} :1,50	
Συντ. μηχ. χαρακ. r	r _M = M*/M =1,00	r _{dy} =β _y */β _y =1,00	r _{du} =β _u */β _u =1,00	r _V =VR*/VR=1,00	

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: β_u: γ_{el}=1,50 VR: γ_{el}=1,15 - L_v=L_s: Μήκος διάτμησης

Ράβδοι οπλισμού

Είδος	Αρχή	Τέλος
Διαμήκης Άνω	3,39 cm ²	9,86 cm ²
Από πλάκα	4,54 cm ²	-
Διαμήκης Κάτω	5,65 cm ²	11,30 cm ²
Συνδετήρες	6,70 cm ² /m	6,70 cm ² /m
Λοξός Οπλισμός	0,00 cm ²	3,07 cm ²

Καμπύλες Αντοχής



Πίνακες M-θ

Θέση	Γωνία	Γενικά στοιχεία		Ροπή [kNm]			Γωνία Στροφής Χορδής [rad]			
		E _{I_{eff}} /E _{I_{gross}}	μθ	DL	SD	NC	DL	SD	NC	Ult
Αρχή	90 (Mz+)	4,5%	8,07	115,3	121,0	123,5	5,50E-03	2,22E-02	2,96E-02	4,44E-02
Αρχή	270 (Mz-)	5,2%	6,60	-150,4	-154,6	-156,7	-6,25E-03	-2,06E-02	-2,75E-02	-4,12E-02
Τέλος	90 (Mz+)	8,4%	7,66	227,0	241,1	247,4	5,82E-03	2,23E-02	2,97E-02	4,46E-02
Τέλος	270 (Mz-)	6,1%	7,22	-187,5	-191,7	-193,6	-6,56E-03	-2,37E-02	-3,16E-02	-4,74E-02

* ==> Nd= 0,00[kN]

Διατμητική Αντοχή

Θέση	N	VRc	Αντοχές EC2-1-1 §6.2.3			Πριν την καμπτική διαρροή	Μετά την καμπτική διαρροή		FRP
			cotθ _y	VR _{sy}	VR _{maxy}		VR	μΔ,pl	
Αρχή	0,0	44,0	2,50	275,4	295,0	275,4	5,60	88,1	-
Τέλος	0,0	62,8	1,67	376,7	376,7	376,7	6,22	204,2	-

Σχήμα 4 - 9. Διαγράμματα M – θ και διατμητική αντοχή δοκού Δ1.1(1)

4.5.3 Φάσματα απαίτησης – ικανότητας (ADRS) και καμπύλες ικανότητας του υφιστάμενου φορέα

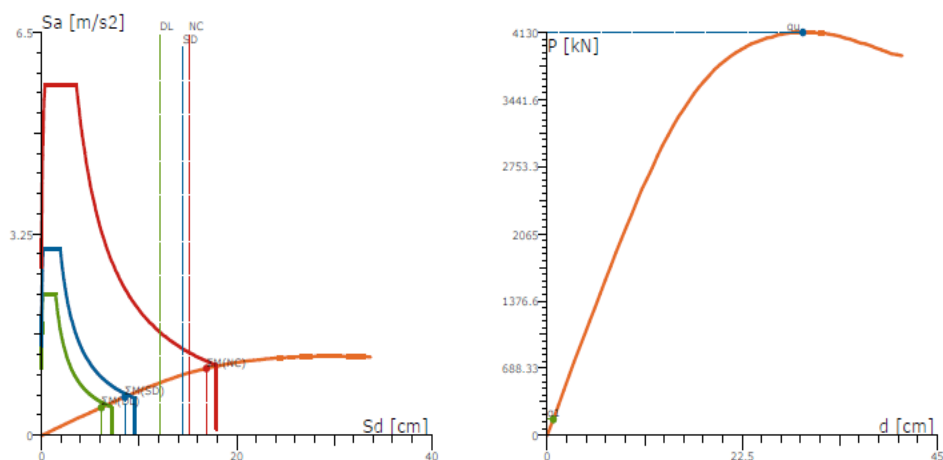
Για κάθε κατεύθυνση επιβολής της κατανομής φόρτισης κατά την pushover και για κάθε κατανομή, προκύπτουν λόγω εγκάρσιας συνιστώσας και λόγω τυχηματικής

εκκεντρότητας, τέσσερις ανελαστικές αναλύσεις. Συνεπώς κατασκευάζονται αντιστοίχως τέσσερα ADRS διαγράμματα και καμπύλες ικανότητας. Επιλέγεται ένα από έκαστο σύνολο τεσσάρων ζευγών (διάγραμμα-καμπύλη), έστω το δυσμενέστερο και παρουσιάζεται ακολούθως.

Οι καμπύλες ικανότητας και τα φάσματα απαίτησης – ικανότητας προκύπτουν, από την ολοκληρωμένη εφαρμογή της ανωτέρω μεθοδολογίας και περιλαμβάνουν το σύνολο των πληροφοριών, που απαιτούνται για την αποτίμηση της κατασκευής.

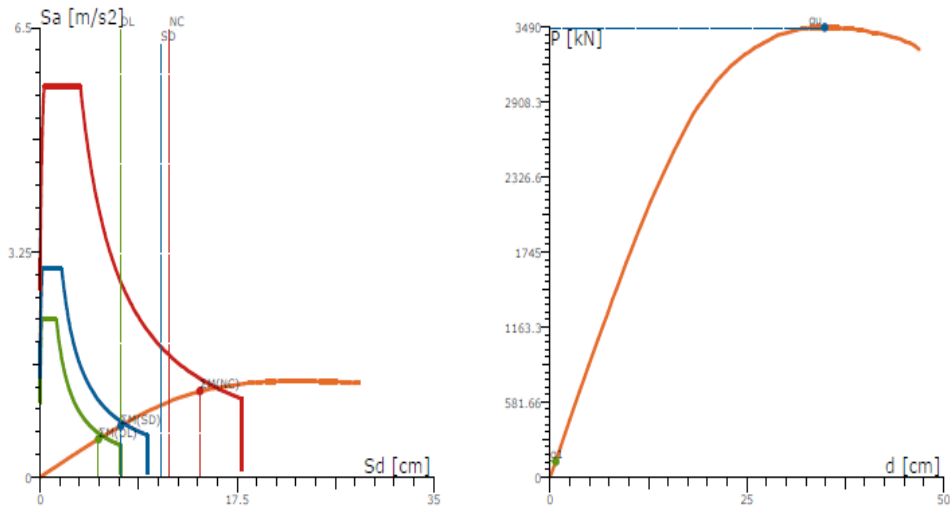
Διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας

Κατεύθυνση: $0^\circ + (30\%) \cdot 90^\circ + eZ$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



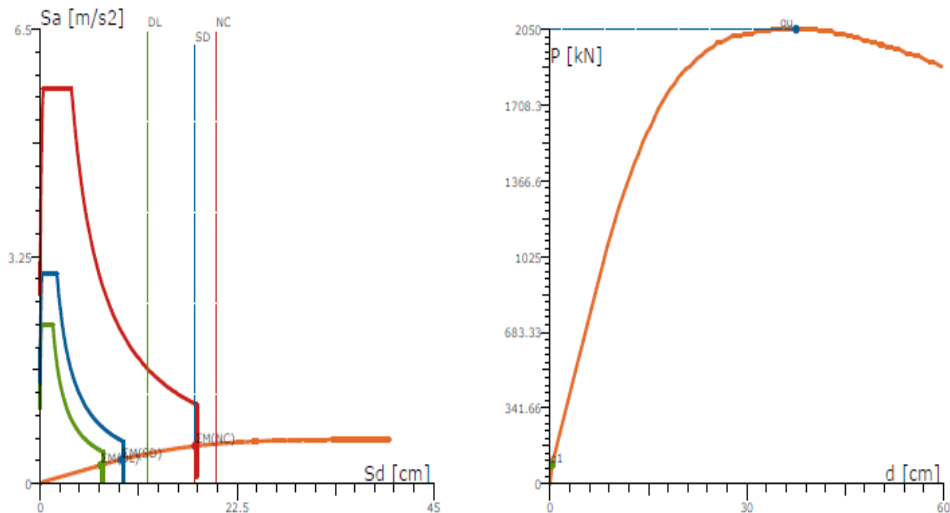
Στ. Επιπελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)			Λόγος υπεραντοχής	
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου Sd [cm]	Μονοβάθμιου Sa [m/s²]	Κατασκευής d [cm]	P [kN]	σu/a1
DL	0.064	6.13	0.4	6.13	1453.5	25.17
SD	0.085	8.53	0.6	8.53	1998.6	
NC	0.160	16.93	1.1	16.93	3495.9	

Κατεύθυνση: $0^\circ - (30\%) \cdot 90^\circ + eZ$, Κατανομή: Ιδιομορφική



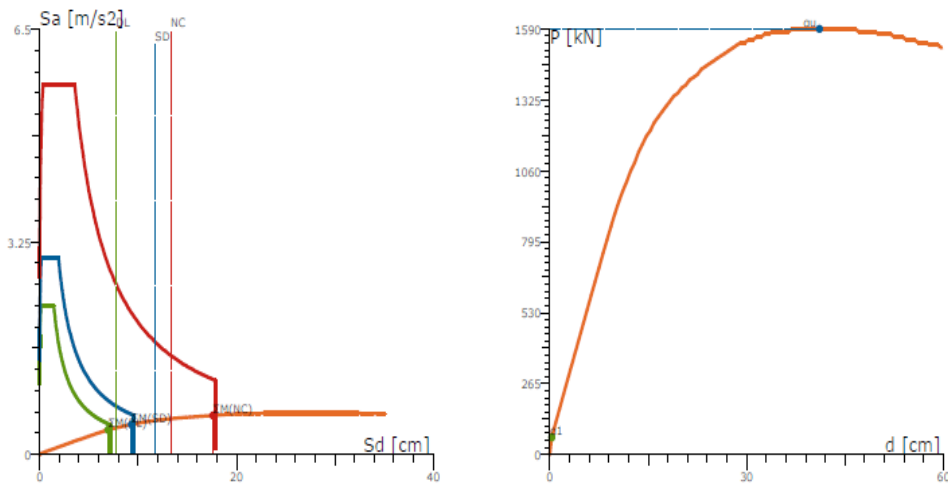
Στ. Επιπεδιστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
		Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]	a_g [g]	Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	α_u/α_1
DL	0.064	5.19	0.5	7.93	1375.9	29.12
SD	0.085	7.15	0.7	10.93	1856.4	
NC	0.160	14.22	1.2	21.73	3110.5	

Κατεύθυνση: $90^\circ + (30\%) \cdot 0^\circ - eX$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



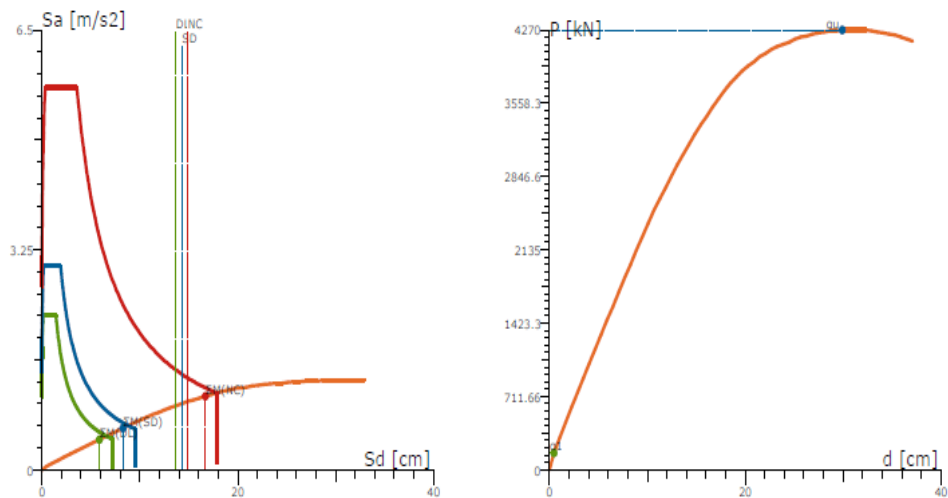
Στ. Επιπεδιστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
		Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]	a_g [g]	Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	α_u/α_1
DL	0.064	6.93	0.3	6.93	860.6	23.69
SD	0.085	9.33	0.3	9.33	1132.4	
NC	0.160	17.73	0.5	17.73	1750.0	

Κατεύθυνση: $90^\circ + (30\%) \cdot 0^\circ - eX$, Κατανομή: Ιδιομορφική



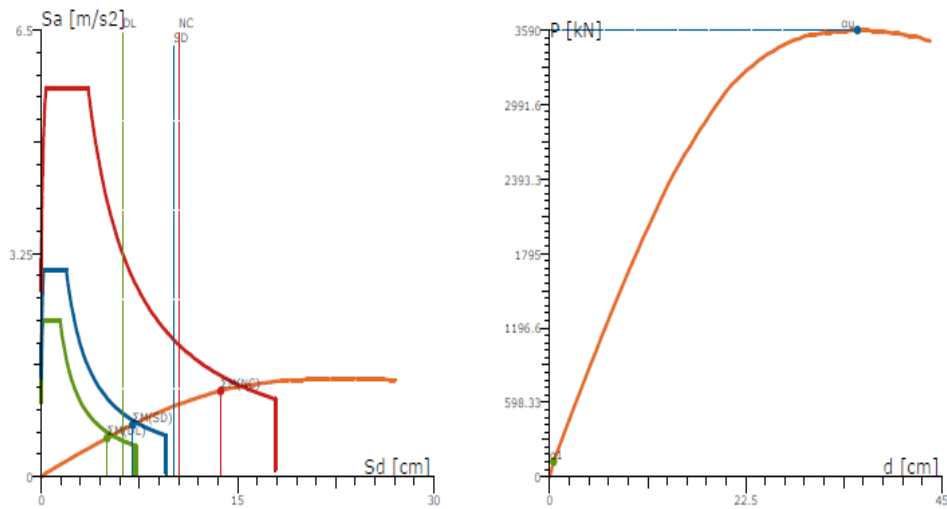
Στ. Επιπελεστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής		
	[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου Sd [cm]	Κατασκευής Sa [m/s ²]		d [cm]	P [kN]
DL		0.064	6.95	0.4	10.53	944.9	24.58
SD		0.085	9.32	0.5	14.13	1157.0	
NC		0.160	17.64	0.6	26.73	1500.4	

Κατεύθυνση: $180^\circ + (30\%) \cdot 90^\circ + eZ$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



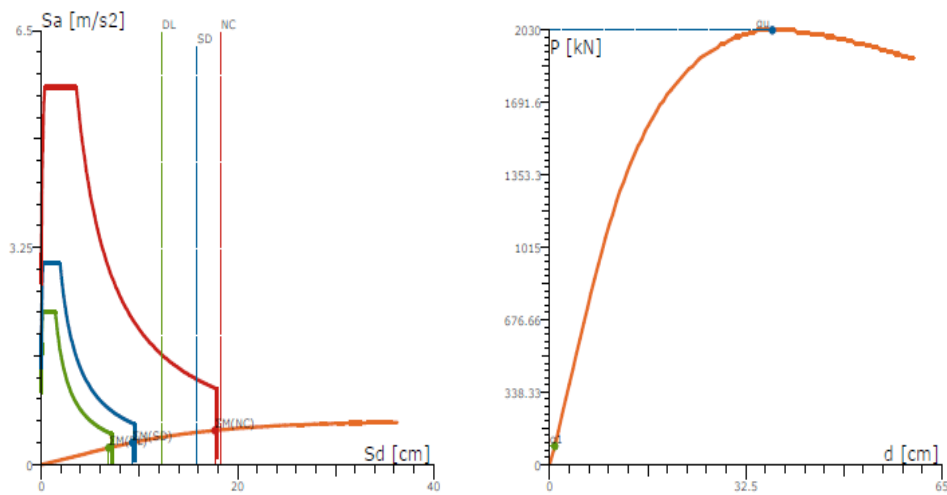
Στ. Επιπελεστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής		
	[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου Sd [cm]	Κατασκευής Sa [m/s ²]		d [cm]	P [kN]
DL		0.064	5.87	0.4	5.87	1447.1	26.20
SD		0.085	8.27	0.6	8.27	1992.5	
NC		0.160	16.67	1.1	16.67	3515.6	

Κατεύθυνση: 180° -(30%)·270° -eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική

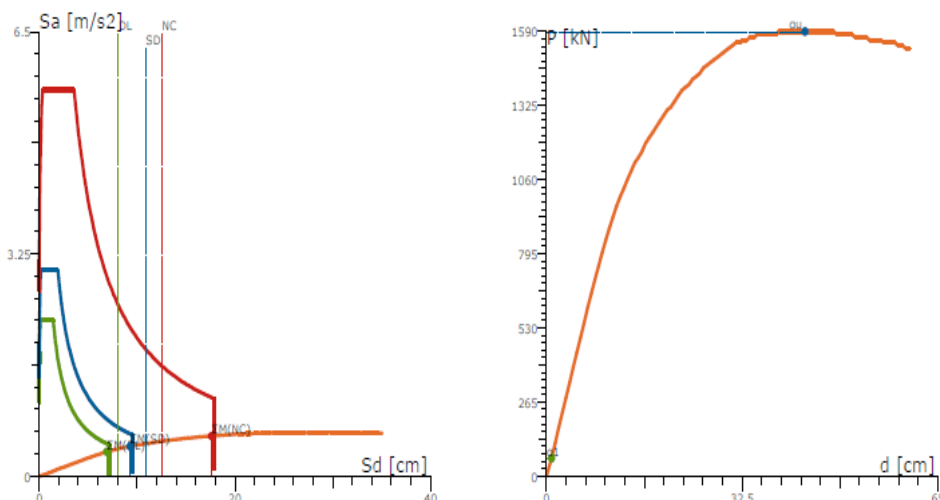


Στ. Επιπελεκτικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής		
	[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου Sd [cm]	Sa [m/s ²]		Κατασκευής d [cm]	P [kN]
DL		0.064	5.02	0.6	7.67	1417.8	29.15
SD		0.085	6.98	0.8	10.67	1908.0	
NC		0.160	13.66	1.3	20.87	3147.4	

Κατεύθυνση: 270° -(30%)·180° +eX, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιπελεκτικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής		
	[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου Sd [cm]	Sa [m/s ²]		Κατασκευής d [cm]	P [kN]
DL		0.064	6.87	0.2	6.87	801.6	23.78
SD		0.085	9.27	0.3	9.27	1060.2	
NC		0.160	17.67	0.5	17.67	1650.1	



Στ. Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
	a_g [g]	Μονοβάθμιου Sd [cm]	Sa [m/s ²]	Κατασκευής d [cm]	
DL	0.064	6.91	0.4	10.47	888.1
SD	0.085	9.29	0.4	14.07	1091.2
NC	0.160	17.60	0.6	26.67	1470.0

Εκ πρώτης όψεως, προκύπτουν από τις παραπάνω καμπύλες και διαγράμματα οι εξής παρατηρήσεις:

- Δεν υπάρχει πουθενά υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας DL. Βεβαίως η στάθμη δεν καθορίζεται από την πρώτη διαρροή οποιουδήποτε στοιχείου της κατασκευής, αλλά από την πρώτη διαρροή υποστυλώματος. Σημειώνεται ότι η στάθμη αυτή δεν περιλαμβάνεται στους στόχους σεισμικής ικανότητας.
- Δεν υπάρχει πουθενά υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας SD. Η στάθμη αυτή χρησιμοποιείται για τον καθορισμό του στόχου B2, ο οποίος κατά συνέπεια ικανοποιείται.
- Υπάρχει υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας NC, για τις περισσότερες σχεδόν εκ των περιπτώσεων επιβαλλόμενης φόρτισης. Η στάθμη χρησιμοποιείται για τον καθορισμό του στόχου Γ1, ο οποίος προφανώς υπερβαίνεται και δεν ικανοποιείται.
- Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στην καμπύλη ικανότητας, ταυτίζεται με αυτήν του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, για την περίπτωση ομοιόμορφης φόρτισης ενώ διαφέρει για την περίπτωση φόρτισης βάσει της θεμελιώδους ιδιομορφής. Αναμενόμενο καθώς για την ομοιόμορφη κατανομή είναι: $\Gamma=1$ και $\varphi_{top}=1$, ενώ για την ιδιομορφική κατανομή είναι γενικά: $\Gamma \neq 1$.
- Η τέμνουσα βάσης που μπορεί να αναλάβει ο φορέας (μέχρι τον σχηματισμό της πρώτης θ_u σε κάποιο κύριο σεισμικό μέλος) κυμαίνεται μεταξύ: $1470 \leq F_b \leq 3515,6$ kN. Εξαρτάται από την εκάστοτε περίπτωση φόρτισης.
- Ο συντελεστής υπεραντοχής: α_u/α_1 , που προκύπτει για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις είναι πλασματικός. Αυτό συμβαίνει γιατί, το σημείο α_1 καθορίζεται από την 1^η διαρροή σε οποιοδήποτε μέλος του φορέα (σεισμικό ή μή). Οι ενισχυμένες ζώνες του φορέα αστοχούν (διαρρέουν), σε πολύ μικρές μετατοπίσεις και έτσι ενώ δεν λογίζονται ως σεισμικά μέλη, καθορίζουν το σημείο α_1 , που θα έπρεπε να καθορίζεται από τη 1^η διαρροή σε κάποιο σεισμικό μέλος του φορέα.

Είναι προφανές ότι ο φορέας δεν είναι επαρκής, έναντι των στόχων που έχουν τεθεί. Κρίνεται λοιπόν σκόπιμο στο σημείο αυτό, κάποιες από τις παραπάνω περιπτώσεις φόρτισης, να εξεταστούν αναλυτικότερα (τρόπος αστοχίας των μελών, σειρά αστοχιών). Έτσι θα μπορέσουμε να αποφανθούμε, για τις αιτίες που οδηγούν στην συνολική ανεπάρκεια του φορέα και να καθοριστεί ο τρόπος αντιμετώπισης του προβλήματος.

4.6 Σχόλια επί των διαγραμμάτων απαίτησης – ικανότητας (ADRS)

Στο Fespa υπάρχει η δυνατότητα, παρακολούθησης της σταδιακής δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων και διατμητικών αστοχιών κατά την σταδιακή επιβολή παραμορφώσεων (pushover).

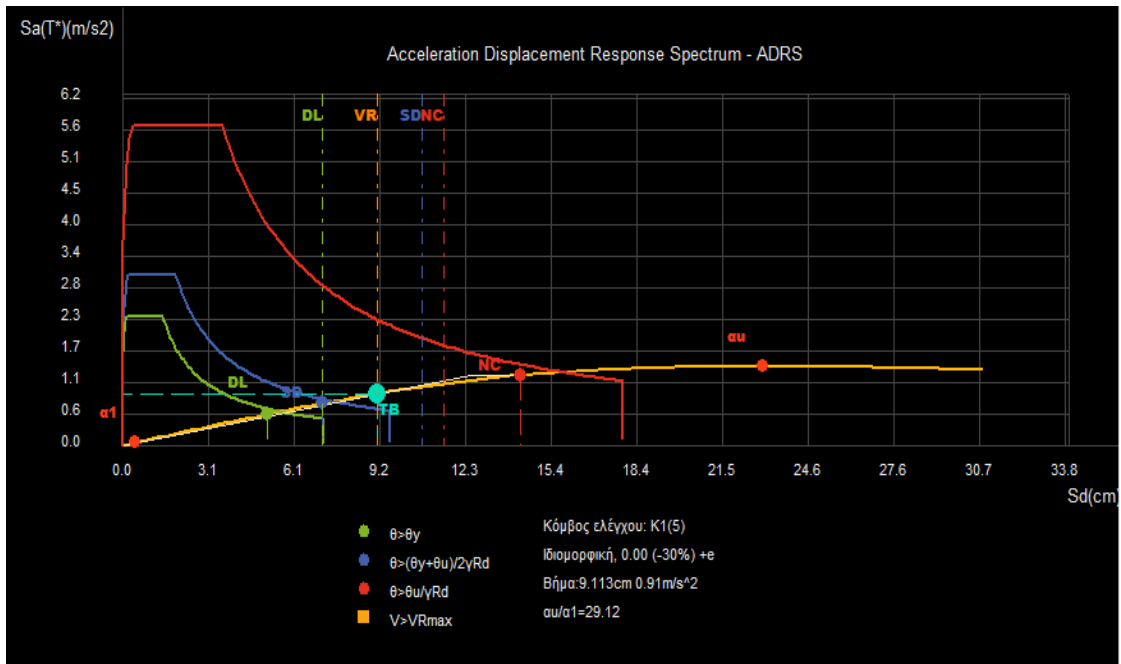
Παράλληλα με τον έλεγχο των μελών, ως προς τη γωνία στροφής χορδής σε κάθε βήμα φόρτισης, το πρόγραμμα ελέγχει την διατμητική ένταση στο κάθε μέλος. Έτσι όταν για πρώτη φορά, κάποιο μέλος του φορέα υπερβεί την διατμητική αντοχή του, σημειώνεται στο φάσμα ικανότητας της κατασκευής το σημείο που αντιστοιχεί στην διατμητική αστοχία. Το γεγονός αυτό μας ενημερώνει για την σειρά εμφάνισης των διατμητικών αστοχιών, σε σχέση με τις καμπτικές αστοχίες και μπορούμε να ελέγξουμε εάν η κατασκευή λειτουργεί ικανοτικά ή όχι.

Όταν ένα μέλος αστοχήσει σε διάτμηση τότε, το πρόγραμμα θεωρεί πως δεν μπορεί να αναλάβει περαιτέρω ένταση και η συνεισφορά του στο μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής, τροποποιείται αναλόγως. Το ότι ένα μέλος αστοχεί διατμητικά και στο εξής αγνοείται ουσιαστικά κατά την ανελαστική ανάλυση, δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση του φορέα (σχηματισμός μηχανισμού κατάρρευσης), λόγω της υπερστατικότητας του φορέα. Ούτε απαραίτητα συνεπάγεται υπέρβαση κάποιας στάθμης επιτελεστικότητας. Οι στάθμες επιτελεστικότητας καθορίζονται με κριτήριο τα διαγράμματα $M - \theta$ των μελών (έλεγχος των θ_y και θ_u). Βεβαίως επηρεάζονται από τις διατμητικές αστοχίες, καθότι αυξάνονται πλέον οι εντάσεις που αναλογούν στα υπόλοιπα μέλη.

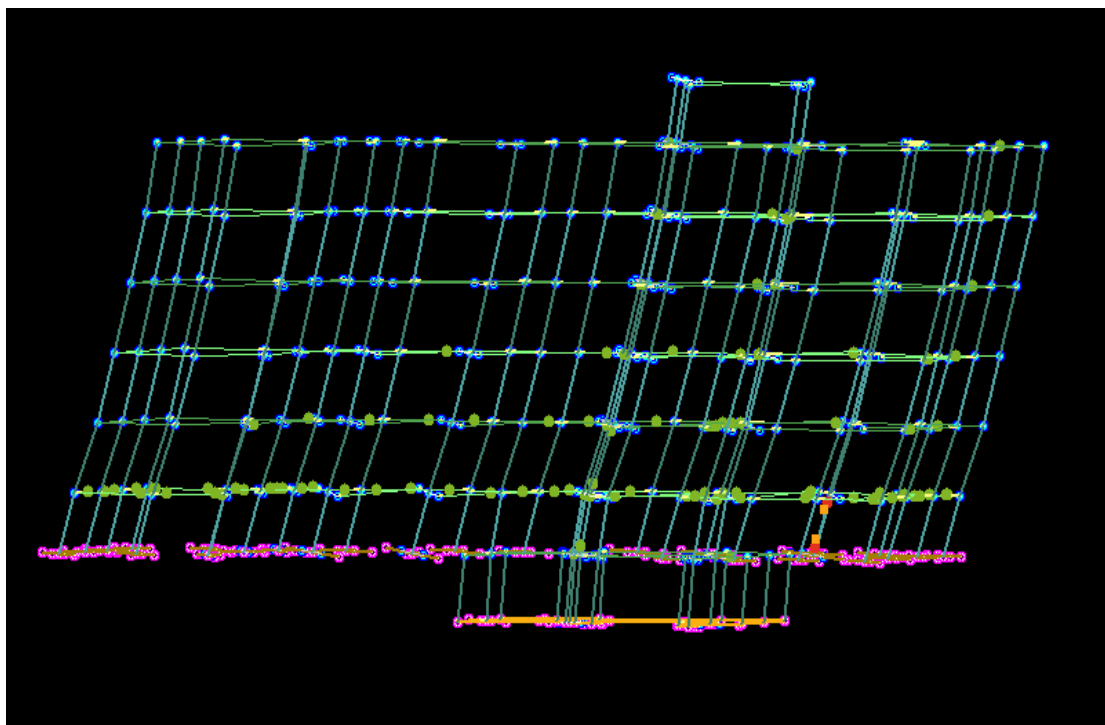
Οι διατμητικές αστοχίες είναι προφανώς ανεπιθύμητο να προηγούνται των καμπτικών. Ο λόγος είναι αφενός ότι πρόκειται για αστοχίες ψαθυρές και αφετέρου ότι, αφαιρούν την δυνατότητα από το μέλος να καταναλώσει περαιτέρω ποσότητα της σεισμικής ενέργειας, μετά την διαρροή του (πλαστιμότητα).

Παρακάτω παρουσιάζονται δύο εκ των 32 συνολικά διαγραμμάτων ADRS, στα οποία φαίνονται τα στιγμιότυπα του φορέα, τις χρονικές στιγμές που αντιστοιχούν, στην 1^η διατμητική αστοχία και στο σημείο επιτελεστικότητας για την «Οιονεί Κατάρρευση». Στα στιγμιότυπα αυτά φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί στον φορέα και οι διατμητικές αστοχίες των μελών.

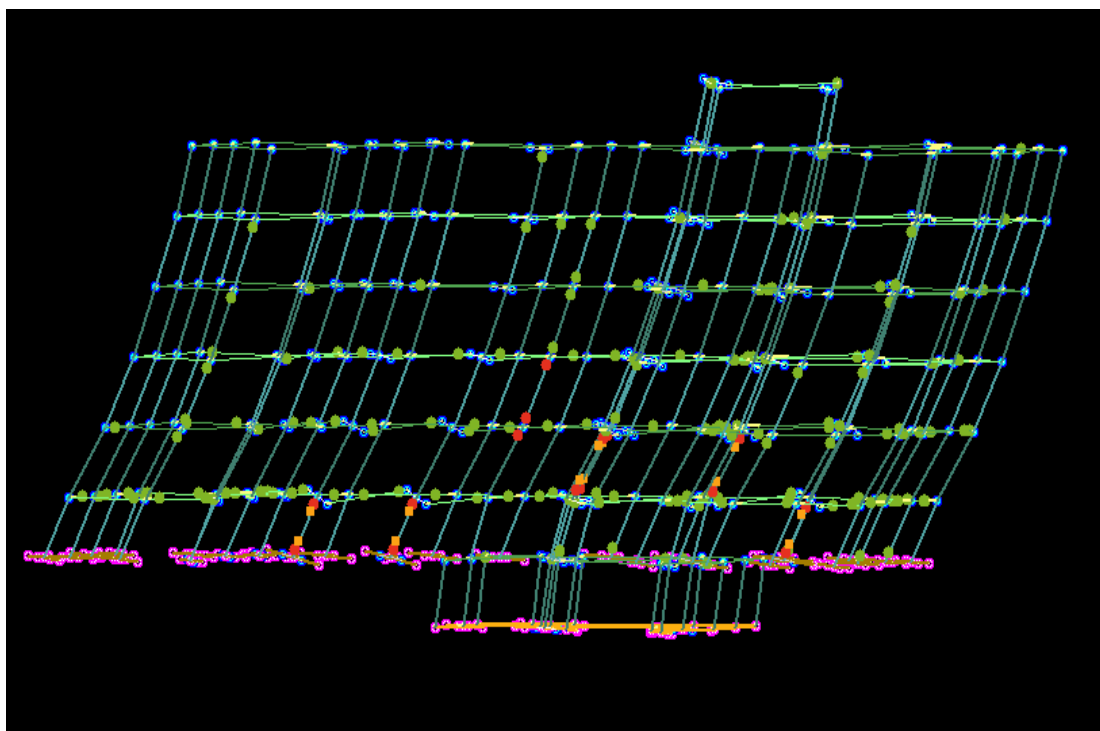
- 1^ο παράδειγμα



Σχήμα 4 - 10. ADRS διάγραμμα για φόρτιση ιδιομορφική με κατεύθυνση: 0,00 (-30%) +eZ



Εικόνα 4 - 4. Στιγμιότυπο φορέα κατά την 1^η διατηρητική αστοχία
Φόρτιση: ιδιομορφική Κατεύθυνση: 0,00 (-30%) +eZ

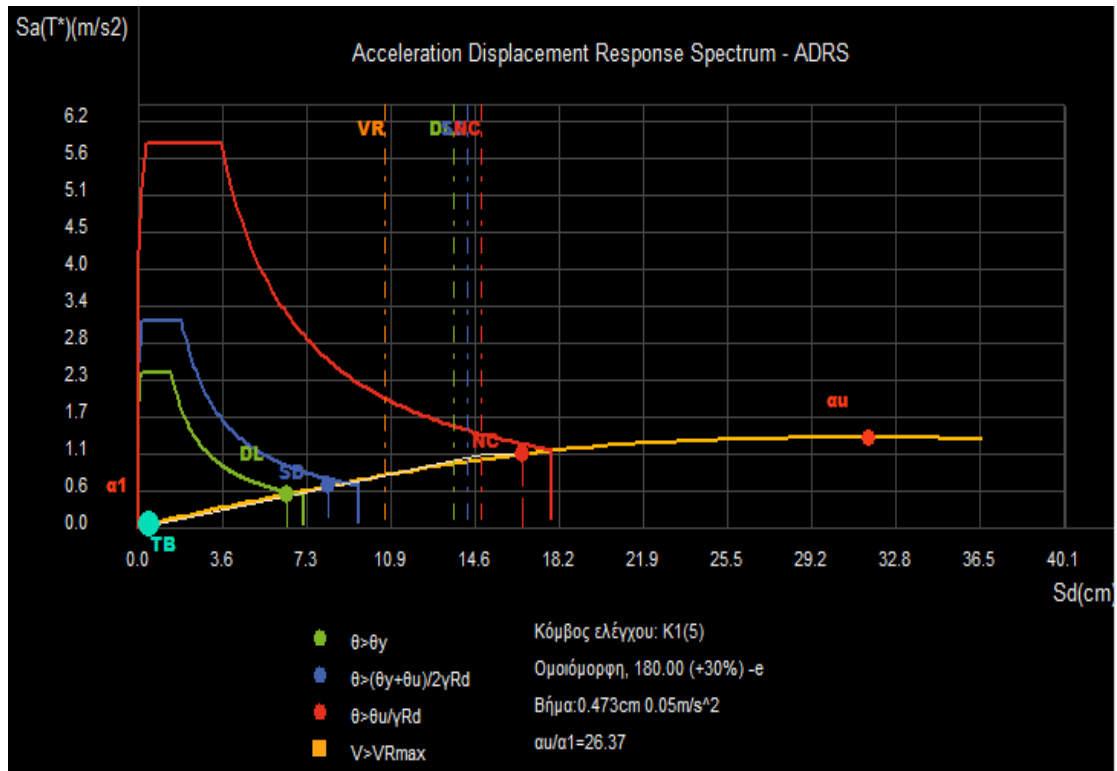


Εικόνα 4 - 5. Στιγμιότυπο φορέα για το σημείο επιτελεστικότητας NC
Φόρτιση: ιδιομορφική Κατεύθυνση: 0,00 (-30%) +eZ

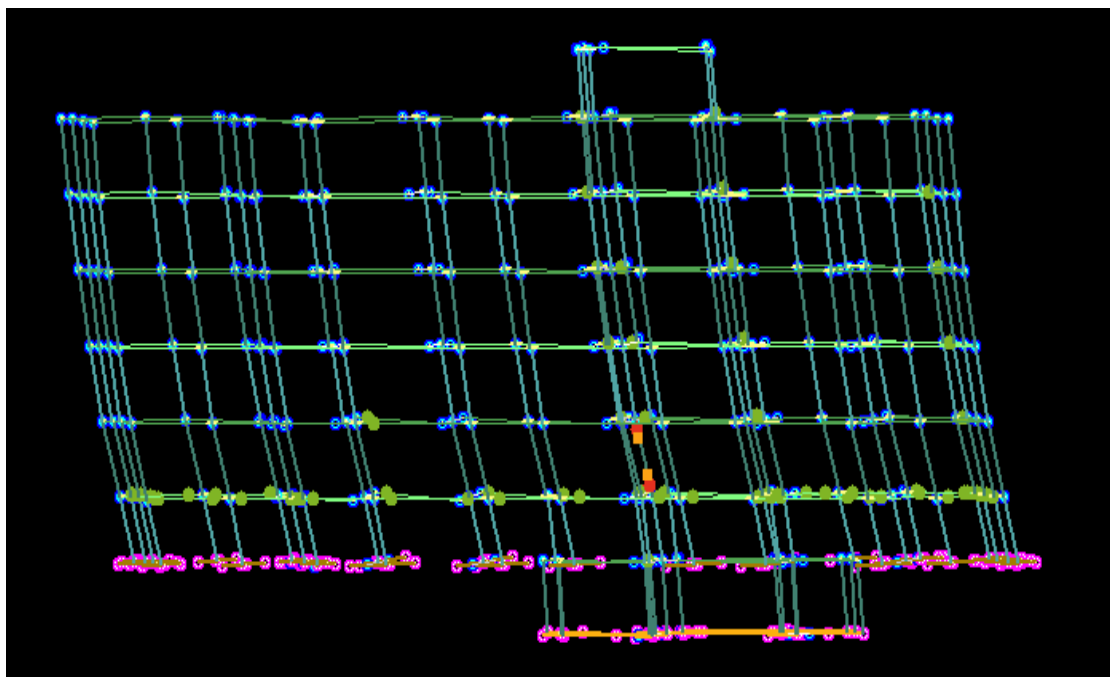
Όπως προκύπτει από τα παραπάνω στιγμιότυπα, η διατμητική αστοχία υποστύλωματος του ισογείου, προηγείται του σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης με $\theta=\theta_u$ σε κάποιο από τα κύρια σεισμικά μέλη του κτιρίου (στάθμη επιτελεστικότητας NC). Στο στιγμιότυπο αυτό παρατηρούνται πλαστικές αρθρώσεις με $\theta=\theta_y$, σε όλες τις ενισχυμένες ζώνες του κτιρίου (πράσινες κουκίδες). Σε αυτές οφείλεται και η τιμή του λόγου α_u/α_1 , που όπως προαναφέρθηκε είναι πλασματική. Ακόμα για μετακίνηση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας NC, παρατηρούνται διατμητικές αστοχίες σε έξι υποστύλωματα και τρεις πλαστικές αρθρώσεις με $\theta=\theta_u$, ενώ εμφανίζονται και πλαστικές αρθρώσεις σε υποστύλωματα με $\theta=\theta_y$.

Συνεπώς για την δεδομένη περίπτωση φόρτισης και ανελαστικής ανάλυσης, υπάρχει υπέρβαση του στόχου σεισμικής ικανότητας Γ1 και άρα η οριζόντια δυσκαμψία της κατασκευής είναι ανεπαρκής. Εμφανίζονται ακόμα διατμητικές αστοχίες υποστυλωμάτων που προηγούνται των καμπτικών. Απουσιάζει δηλαδή ο ικανοτικός έλεγχος έναντι διατμήσεως. Ακόμα, δεν έχει εφαρμοστεί ο ικανοτικός σχεδιασμός κόμβου, καθώς εμφανίζονται αστοχίες που προηγούνται στους στύλους σε σχέση με τις δοκούς που συντρέχουν στον κόμβο.

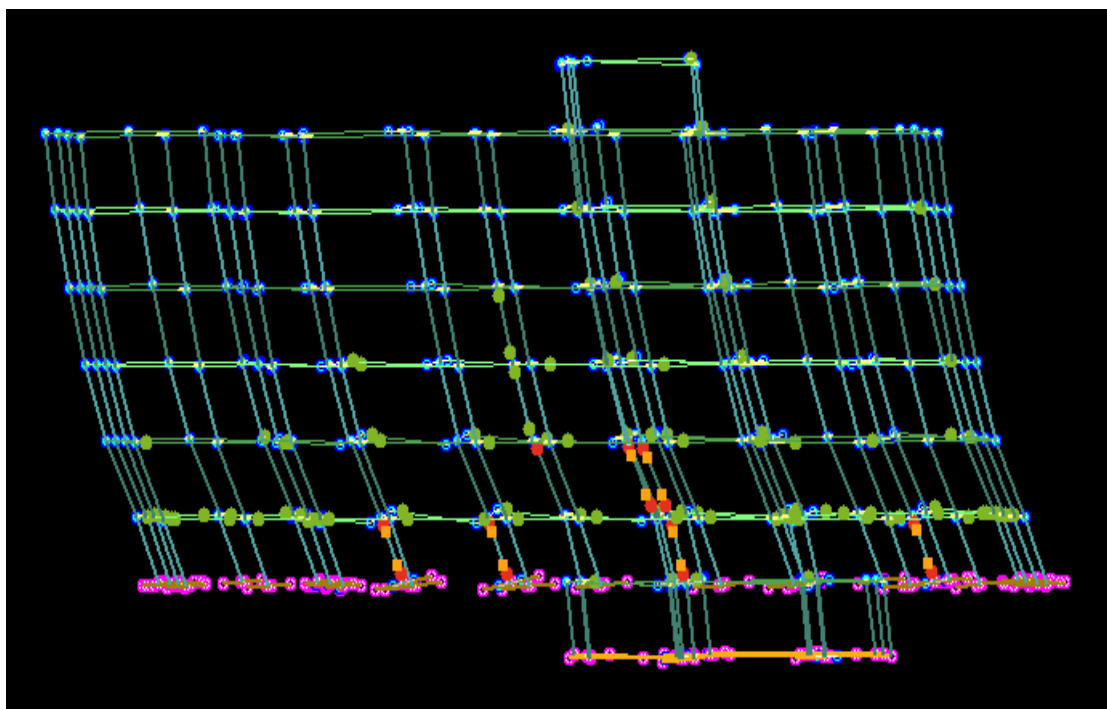
- 2^ο παράδειγμα



Σχήμα 4 - 11. ADRS διάγραμμα για φόρτιση ομοιόμορφη με κατεύθυνση: 180,00 (+30%) -εZ



Εικόνα 4 - 6. Στιγμιότυπο φορέα κατά την 1^η διατημητική αστοχία
 Φόρτιση: ομοιόμορφη Κατεύθυνση: 180,00 (+30%) -εZ



Εικόνα 4 - 7. Στιγμιότυπο φορέα για το σημείο επιτελεστικότητας NC
Φόρτιση: ομοιόμορφη Κατεύθυνση: 180,00 (+30%) -eZ

Από τα παραπάνω στιγμιότυπα προκύπτει ότι, προγενέστερα της καμπτικής εμφανίζεται η διατμητική αστοχία υποστύλωματος του Α' ορόφου, παράλληλα με την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα ορισμένων κυρίων δοκών (με $\theta = \theta_y$). Για μετακίνηση του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας NC, έχει αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση με $\theta = \theta_u$ καθώς και πλαστικές αρθρώσεις με $\theta = \theta_y$ σε στύλους του φορέα, επιπλέον των παραπάνω αστοχιών. Παράλληλα έχουν αστοχήσει διατμητικά έξι υποστύλωματα στο ισόγειο και τον Α' όροφο.

Είναι και εδώ εμφανής η ανεπάρκεια της οριζόντιας δυσκαμψίας της κατασκευής καθώς υπάρχει υπέρβαση του στόχου σεισμικής ικανότητας Γ1. Οι διατμητικές αστοχίες προηγούνται και εδώ των καμπτικών και συνεπώς γίνεται εμφανής η απουσία ικανοτικού σχεδιασμού. Η έλλειψη ικανοτικών ελέγχων αφορά τόσο την περίπτωση ικανοτικού ελέγχου κόμβου, όσο και την περίπτωση ικανοτικού ελέγχου υποστύλωματος έναντι διατμήσεως.

Συγκεντρωτικά επομένως και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις, προκύπτουν οι εξής παρατηρήσεις:

- Η στάθμη επιτελεστικότητας SD δεν υπερβαίνεται από το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας και άρα, ο στόχος σεισμικής ικανότητας B2 ικανοποιείται.
- Η στάθμη επιτελεστικότητας NC υπερβαίνεται από το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας και άρα, ο στόχος σεισμικής ικανότητας Γ1 δεν ικανοποιείται.
- Η στάθμη επιτελεστικότητας DL επίσης δεν υπερβαίνεται, ωστόσο δεν έχει καθοριστεί με τρόπο ώστε να περιλαμβάνεται στους στόχους σχεδιασμού (όπως αναφέρεται παραπάνω).
- Οι ενισχυμένες ζώνες (κρυφοδοκοί) της κατασκευής αστοχούν, με ανάπτυξη $\theta = \theta_y$ στα άκρα τους για πολύ μικρές επιβαλλόμενες μετατοπίσεις.

- Οι διατμητικές αστοχίες δομικών στοιχείων του φορέα, συμβαίνουν αρκετά νωρίς κατά την επιβολή οριζόντιας φόρτισης.
- Σε πολλές περιπτώσεις, οι αστοχίες των υποστυλωμάτων, προηγούνται των αστοχιών των συμβαλλόμενων στους κόμβους δοκών (απουσία ικανοτικού ελέγχου κόμβου).
- Οι διατμητικές αστοχίες ορισμένων υποστυλωμάτων, προηγούνται των καμπτικών αστοχιών των αντίστοιχων υποστυλωμάτων (απουσία ικανοτικού ελέγχου έναντι διατμήσεως).
- Οι αστοχίες ($\theta=\theta_u$ και διατμητικές) κατά τα στιγμιότυπα των δύο παραπάνω περιπτώσεων, συμβαίνουν είτε σε κοντινά είτε σε κοινά υποστυλώματα του φορέα.

Να σημειωθεί εδώ ότι, η υπέρβαση του στόχου Γ1 δεν συμβαίνει για όλες τις ανελαστικές αναλύσεις αλλά για τις περισσότερες. Ακόμη οι διατμητικές αστοχίες δεν προηγούνται των καμπτικών σε όλες τις αναλύσεις αλλά σε αρκετές. Σε πολλές αναλύσεις επιπλέον, οι αστοχίες των υποστυλωμάτων προηγούνται εκείνων των δοκών, που συμβάλλουν στους αντίστοιχους κόμβους.

4.7 Συμπεράσματα από την αποτίμηση του φορέα

Η εφαρμογή της μεθόδου της στατικής ανελαστικής ανάλυσης στον εξεταζόμενο φορέα, βάσει των ανωτέρω αποτελεσμάτων και παρατηρήσεων, οδηγεί στη διεξαγωγή των παρακάτω συμπερασμάτων:

1. Το γεγονός ότι ο φορέας, για τις περισσότερες εκ των 32 αναλύσεων pushover, δεν ικανοποιεί τον στόχο Γ1, αποδεικνύει την ανεπάρκειά του ως προς την απαιτούμενη οριζόντια δυσκαμψία. Η ανεπάρκεια αυτή οφείλεται σε υποδιαστασιοποιημένες διατομές, σε ελλιπή οπλισμό των κόμβων και κυρίως στα μικρά ποσοστά διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων ($\rho_l < 1.00\%$ σε αρκετές περιπτώσεις). Απουσιάζουν δηλαδή από την κατασκευή, τα τοιχώματα εκείνα που θα αναλάμβαναν ένα σημαντικό ποσοστό, της οριζόντιας αναπτυσσόμενης δύναμης. Το κτίριο λειτουργεί πλαισιακά, χωρίς ωστόσο να μπορούν τα υπάρχοντα πλαίσια, να ανταποκριθούν στις απαιτήσεις του στόχου σεισμικής ικανότητας Γ1.

2. Ο στόχος B2 ικανοποιείται για όλες τις αναλύσεις pushover. Το γεγονός αυτό είναι μεν θετικό αλλά δεν αρκεί για να καλύψει την απαιτούμενη ασφάλεια. Πρακτικά δηλαδή σε έναν σεισμό μέτριας έντασης, αναμένεται να προκύψουν επιδιορθώσιμες βλάβες, όμως στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού, ο κίνδυνος κατάρρευσης είναι υπαρκτός.

3. Οι διατμητικές αστοχίες των δομικών στοιχείων της κατασκευής και κυρίως των υποστυλωμάτων, συμβαίνουν για μικρές σχετικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις. Αποδεικνύεται συνεπώς, η ανεπάρκεια πολλών εκ των μελών της κατασκευής έναντι διατμήσεως. Αυτό συμβαίνει καθώς, κατά την όπλιση των στοιχείων δεν έγινε πύκνωση των συνδετήρων στις κρίσιμες περιοχές. Πράγματι τα περισσότερα υποστυλώματα έχουν οπλιστεί, με συνδετήρες δίμητους Φ8/15 σε όλο το ύψος τους, ενώ στα υπόλοιπα έχει τοποθετηθεί πλέγμα Φ8/25.

4. Σε πολλούς κόμβους του φορέα, παρατηρείται οι αστοχίες στα άκρα των υποστυλωμάτων να προηγούνται αυτών στα άκρα των δοκών. Απουσιάζει επομένως ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου. Το γεγονός αυτό μειώνει την ικανότητα της κατασκευής να συμπεριφερθεί πλάστιμα, ενώ οδηγεί ταχύτερα σε σχηματισμό

μηχανισμού κατάρρευσης. Συνεπώς η κατασκευή δεν εξαντλεί τα περιθώριά της, ως προς την ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας.

5. Πολλά υποστυλώματα παρουσιάστηκαν να αστοχούν πρώτα διατμητικά. Απουσιάζει επομένως ο ικανοτικός έλεγχος έναντι διατμήσεως. Στην περίπτωση διατμητικής αστοχίας, το μέλος πάει να συμμετέχει στην ανάληψη οριζοντίων δράσεων. Αφαιρείται επομένως η δυνατότητα από το μέλος, να καταναλώσει ενέργεια μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα του και συνεπώς μειώνεται η διαθέσιμη πλαστιμότητα της κατασκευής. Επιπλέον οι διατμητικές αστοχίες είναι ψαθυρές, δεν εμφανίζουν ενδείξεις προειδοποιητικές, όπως συμβαίνει με τις καμπτικές και συνεπώς είναι ανεπιθύμητες.

6. Στην παραπάνω παρουσίαση των ιδιομορφών του φορέα, αναφέρεται η ύπαρξη στροφικής απόκρισης για ορισμένες κατευθύνσεις φόρτισης σύμφωνα με την 2^η ιδιομορφή. Το γεγονός αυτό είναι ανεπιθύμητο και οφείλεται κυρίως στην έντονη ακανονικότητα που παρουσιάζει ο φορέας. Έτσι στην περίπτωση ενδεχόμενης ενίσχυσης, ο παράγοντας αυτός πρέπει να ληφθεί υπόψη.

7. Όπως προκύπτει από τα παραπάνω στιμιότυπα του φορέα, οι αστοχίες εμφανίζονται σε κοντινά ή και σε κοινά μέλη του φορέα. Αυτό επιβεβαιώνεται παρατηρώντας τα στιγμιότυπα που προκύπτουν και από τις υπόλοιπες αναλύσεις. Συνεπώς υπάρχουν μέλη στον φορέα, που αποδεικνύονται πιο ευάλωτα. Ενδεχόμενη ενίσχυση επομένως, θα πρέπει να στοχεύει στην άμεση βελτίωση της συμπεριφοράς των μελών αυτών.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης, οι επιμέρους παρατηρήσεις και συμπεράσματα, καθιστούν απαραίτητο τον σχεδιασμό και την εφαρμογή ενίσχυσης για το υφιστάμενο κτίριο. Η σχεδιαζόμενη ενίσχυση, στηρίζεται προφανώς στα παραπάνω συμπεράσματα και τελικά αποσκοπεί στην επίτευξη, των δεδομένων στόχων σεισμικής ικανότητας.

5 Ενίσχυση του υφιστάμενου φορέα

Όπως αποδεικνύεται, από την διαδικασία αποτίμησης που παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, απαιτείται επέμβαση στον υφιστάμενο φορέα. Η επέμβαση αυτή θα έχει τη μορφή ενίσχυσης καθώς, η απλή επισκευή των δομικών στοιχείων που αστόχησαν κατά τους σεισμούς του παρελθόντος, δεν οδηγεί σε ικανοποίηση των απαιτήσεων ασφαλείας. Η ενίσχυση όπως παρουσιάζεται ακολούθως, θα πραγματοποιηθεί μέσω δύο χωρικών μεταλλικών πλαισίων. Τα πλαίσια αυτά συνδεόμενα αρθρωτά με το υπάρχον κτίριο, παραλαμβάνουν σημαντικό ποσοστό των οριζόντια εφαρμοζόμενων δράσεων και αυξάνουν κατάλληλα την αντοχή, την δυσκαμψία και την συνολική πλαστιμότητα της κατασκευής.

5.1 Γενικά περί επεμβάσεων και επιλογή τύπου επέμβασης

Στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων αναφέρονται, πέραν των απαιτήσεων του ΕΚ 8-3 (§5), ορισμένες γενικές αρχές ως προς την λήψη αποφάσεων για επέμβαση. Σε αυτές περιλαμβάνονται ορισμοί βασικών εννοιών, κριτήρια επιλογής του τύπου δομητικής επέμβασης αλλά και οι δυνατοί εφαρμοζόμενοι αυτοί τύποι.

5.1.1 Ορισμοί βασικών εννοιών

- Δομητική επέμβαση: Με τον όρο δομητική επέμβαση, νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του. Τέτοιες μεταβολές είναι συνήθως, η τροποποίηση των γεωμετρικών ή/και μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων, καθώς και η προσθήκη νέων ή η αφαίρεση υφιστάμενων δομικών στοιχείων. Με τον ορισμό αυτό κάθε επισκευή ή/και ενίσχυση είναι μία επέμβαση.
- Επισκευή: Με τον όρο επισκευή νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στη αρχική του φέρουσα ικανότητα.
- Ενίσχυση: Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει την φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού (ΟΑΣΠ, Ιούλιος 2013).

Στην προκειμένη εργασία επιχειρείται η ενίσχυση του υφιστάμενου φορέα. Όπως αναφέρθηκε και κατά την εισαγωγή, οι εμφανείς βλάβες του δομήματος αφορούσαν τις τοιχοπληρώσεις. Για την κατάσταση των φερόντων στοιχείων δεν μπορούσε να υπάρξει επιβεβαιωμένη εικόνα. Σαφώς η επισκευή των υπαρχουσών βλαβών κρίνεται αναγκαία. Η παρουσία όμως αυτών αποτελεί ένδειξη ανεπάρκειας του δομήματος, ως προς το σύνολο των απαιτήσεων ασφαλείας. Έτσι ο φορέας θεωρήθηκε χωρίς βλάβες ενώ η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στο σεισμό αγνοήθηκε (παραδοχή που στην προκειμένη περίπτωση είναι υπέρ της ασφαλείας). Πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση

του δομήματος και διαπιστώθηκε η ανεπάρκειά του. Κατά συνέπεια η επιβεβλημένη επέμβαση στον υφιστάμενο φορέα, αφορά την διαδικασία ενίσχυσης.

5.1.2 Κριτήρια επιλογής του τύπου δομητικής επέμβασης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η όποια ενδεχόμενη επέμβαση, αποσκοπεί στην ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, στην ελαχιστοποίηση του κόστους και στην εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με την μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστιμότητα) μετά την επέμβαση.

Ενδεικτικά καταγράφονται ορισμένα από τα γενικά και τεχνικά κριτήρια που παρουσιάζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό (έξοδα συντήρησης και πιθανές μελλοντικές φθορές ή βλάβες), σε σχέση με την σπουδαιότητα και την ηλικία του υπόψη κτιρίου.
- Η χρήση του κτιρίου (πιθανή επίπτωση των εργασιών επέμβασης στη χρήση του κτιρίου).
- Η αισθητική (το σχήμα επέμβασης ενδέχεται να ποικίλει μεταξύ πλήρως αφανών επεμβάσεων και σκόπιμα διακριτών νέων-πρόσθετων-στοιχείων).
- Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.
- Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.
- Σε περίπτωση εντόνως μη-κανονικών κτιρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής), η δομική κανονικότητά τους πρέπει να βελτιωθεί στο μέγιστο δυνατό βαθμό.

5.1.3 Τύποι δομητικής επέμβασης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορισμένοι τύποι επεμβάσεων σε φέροντα στοιχεία, που συνδέονται με συγκεκριμένες στρατηγικές ενίσχυσης τεχνικού χαρακτήρα είναι οι εξής:

- Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας, επιτυγχάνεται εναλλακτικά με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων, που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων (π.χ. τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιίες πλήρωσης κ.λπ.). Στην περίπτωση αυτή ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον σχεδιασμό της θεμελίωσης, λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος αλλά και των σεισμικών φορτίων.
- Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος, την τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας).

5.1.4 Επιλογή του τύπου επέμβασης

Στο εξεταζόμενο κτίριο η απαιτούμενη αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας, έγινε με προσθήκη νέων στοιχείων. Για την ακρίβεια προστέθηκαν νέες κατασκευές μεταλλικών χωρικών πλαισίων, οι οποίες προβλέπεται να αναλαμβάνουν σημαντικό ή το μεγαλύτερο μέρος των επερχόμενων σεισμικών δράσεων. Οι κατασκευές αυτές τοποθετήθηκαν παραπλεύρως του κτιρίου και θεμελιώθηκαν σε ξεχωριστές θεμελιώσεις, ώστε δεν απαιτείται έλεγχος της υπάρχουσας θεμελίωσης της κατασκευής η οποία πλέον ανακουφίζεται. Η προσθήκη των νέων αυτών κατασκευών, ισοδυναμεί με τροποποίηση του δομητικού συστήματος. Η σύνδεση με την υπάρχουσα κατασκευή, οδηγεί στην θεώρηση ενός νέου ενιαίου φορέα ο οποίος έχει διαφορετικά χαρακτηριστικά αντοχής και δυσκαμψίας από τον υφιστάμενο, διαφορετική ιδιοπερίοδο και ιδιομορφές ανά κατεύθυνση οριζόντιας φόρτισης, σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

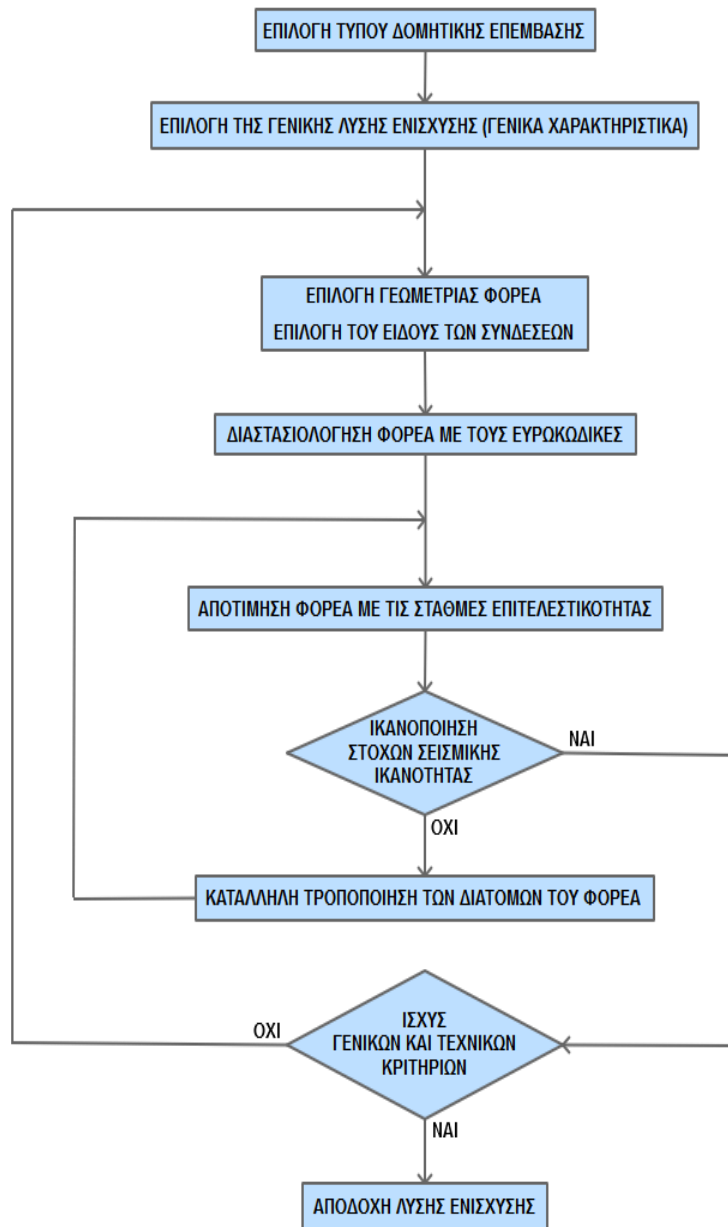
Τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα επομένως του αρχικού φορέα, αποκαθίστανται με έμμεσο τρόπο μεν, που είναι ωστόσο επαρκής και κατάλληλος. Σημαντική είναι η συνεισφορά της επέμβασης στην κανονικότητα της κατασκευής ενώ πέραν των τεχνικών, καλύπτονται και αρκετά από τα γενικά κριτήρια που καθορίζονται από τον κανονισμό. Συγκεκριμένα το κόστος κατασκευής και συντήρησης των προστιθέμενων στοιχείων, προβλέπεται σχετικά με άλλες πιθανές μεθόδους επέμβασης χαμηλότερο και ανεκτό. Η κατασκευή της ενίσχυσης δεν επηρεάζει τις λειτουργίες του υφιστάμενου κτιρίου, κατά την διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών. Τέλος η κατασκευή της ενίσχυσης γίνεται στον ακάλυπτο χώρο του κτιρίου, με αποτέλεσμα οι υπάρχουσες κύριες όψεις να διατηρούνται ως έχουν.

5.2 Επιλογή της προς ενίσχυση του φορέα εφαρμοζόμενης λύσης

Η εφαρμοζόμενη λύση ενίσχυσης περιγράφηκε συνοπτικά παραπάνω και επισημάνθηκαν τα τεχνικά και γενικά κριτήρια, στα οποία ανταποκρίνεται. Ακολούθως παρουσιάζεται η συλλογιστική, βάσει της οποίας προέκυψε η τελικώς εφαρμοζόμενη λύση ενίσχυσης. Γίνεται αναφορά σε διάφορες παραλλαγές της γενικής λύσης ενίσχυσης και επισημαίνονται τα πλεονεκτήματα της τελικώς επιλεγθείσας.

5.2.1 Διαδικασία επιλογής της εφαρμοζόμενης λύσης ενίσχυσης

Η συλλογιστική που ακολουθήθηκε παρουσιάζεται σχηματικά στο παρακάτω διάγραμμα ροής. Στις επόμενες παραγράφους ακολουθεί συνοπτική επεξήγηση της διαδικασίας και επισήμανση των πλεονεκτημάτων της τελικώς εφαρμοζόμενης λύσης.



Σχήμα 5 - 1. Διάγραμμα ροής (Διαδικασία επιλογής της λύσης ενίσχυσης)

Η επιλογή του τύπου δομητικής επέμβασης αναφέρθηκε παραπάνω. Αφού αποκλείστηκαν οι περιπτώσεις, της μεμονωμένης ενίσχυσης δομικών στοιχείων της κατασκευής και της κατασκευής τοιχοπληρώσεων στην πιλοτή, καταλήξαμε στον τύπο δομητικής επέμβασης που περιλαμβάνει: Προσθήκη νέων στοιχείων (μεταλλικών πλαισίων), που αναλαμβάνουν μεγάλο μέρος των σεισμικών δράσεων και επιφέρουν τροποποίηση του δομητικού συστήματος της κατασκευής. Τα χαρακτηριστικά αυτά, μαζί με το δεδομένο ότι τα νέα στοιχεία θα αποτελέσουν νέους μεταλλικούς φορείς (στον ακάλυπτο χώρο του υφιστάμενου), συνδεόμενους με το υπάρχον κτίριο, συνιστούν την γενικώς εφαρμοζόμενη λύση ενίσχυσης.

Για την αναφερόμενη γενική λύση ενίσχυσης, δοκιμάστηκαν διαδοχικά διάφορες παραλλαγές υλοποίησης, σύμφωνα με το παραπάνω διάγραμμα ροής. Η διαδικασία επαναλήφθηκε μέχρι την αποδοχή της τελικώς εφαρμοζόμενης λύσης ενίσχυσης. Ορισμένες από τις αναφερόμενες παραλλαγές παρουσιάζονται ακολούθως, όπως και η τελική λύση και τα πλεονεκτήματα που αυτή διαθέτει.

5.2.2 Παραλλαγές της γενικής λύσης ενίσχυσης

Εξεταζόμενες παραλλαγές:

5.2.2.1 1^η Παραλλαγή: Επίπεδα μεταλλικά πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους

- Εφαπτόμενα με τον υφιστάμενο φορέα
- Αρθρωτές συνδέσεις μεταξύ υφιστάμενου και νέων φορέων
- Αρθρωτές συνδέσεις μεταξύ δοκών-στύλων και διαγωνίων-στύλων
- Ανεξάρτητη θεμελίωση

Η λύση απορρίφθηκε καθώς: Προκειμένου να ικανοποιούνται οι δεδομένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας έπρεπε να κατασκευαστούν πλαίσια, περιμετρικά σε όλες τις όψεις της κατασκευής, γεγονός δυσχερές και ανεπιθύμητο. Επιπλέον η συγκεκριμένη λύση, απαιτούσε την ακύρωση ορισμένων εκ των θέσεων στάθμευσης.

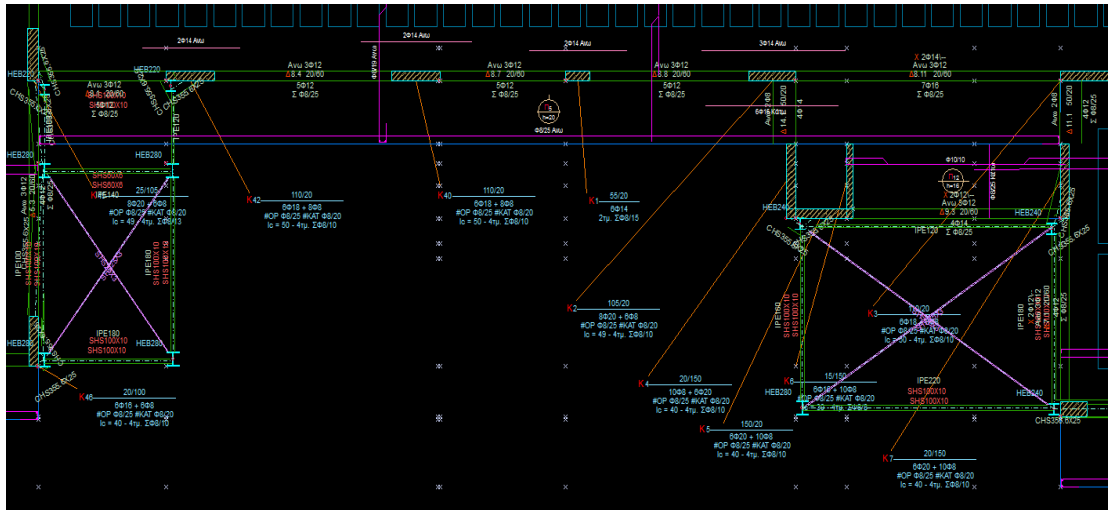
5.2.2.2 2^η Παραλλαγή: Χωρικά μεταλλικά πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους, πακτωμένα στο επίπεδο της θεμελίωσης

- Κατασκευάζονται στον ακάλυπτο χώρο και εφάπτονται του υφιστάμενου
- Συνδέονται αρθρωτά με τον υφιστάμενο φορέα
- Αρθρωτές συνδέσεις μεταξύ δοκών-στύλων και διαγωνίων-στύλων
- Ανεξάρτητη θεμελίωση

Η λύση απορρίφθηκε καθώς: Οι πακτώσεις στη θεμελίωση απομειώνουν την συμμετοχή των διαγωνίων, στην ανάληψη οριζόντιων φορτίων μέσω αξονικών δυνάμεων. Επιπλέον οι διατομές των υποστυλωμάτων προκύπτουν σχετικά μεγάλες.

5.2.2.3 3^η Παραλλαγή: Χωρικά μεταλλικά πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους, αρθρωτά συνδεόμενα με την θεμελίωση

Η λύση αυτή διαφέρει από την δεύτερη παραλλαγή, μόνο στον τρόπο σύνδεσης με την θεμελίωση. Η αρθρωτή σύνδεση οδηγεί τους νέους φορείς, σε λειτουργία που προσεγγίζει αυτή του δικτύωματος. Η ένταση παραλαμβάνεται κατά το μεγαλύτερο μέρος της από τους κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους, οι οποίοι είναι αντικαταστάσιμοι. Τα δομικά μέλη του φορέα αξιοποιούνται αποδοτικότερα και οι διατομές των υποστυλωμάτων μειώνονται. Η λύση ικανοποιεί τόσο τα τεχνικά όσο και τα γενικά κριτήρια, που τίθενται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τον λόγο αυτό, αποτελεί την προς εφαρμογή λύση ενίσχυσης για τον υφιστάμενο φορέα και παρουσιάζεται στην εικόνα που ακολουθεί.



Εικόνα 5 - 1. Εφαρμοζόμενη λύση ενίσχυσης

Στο παραπάνω διάγραμμα ροής παρουσιάστηκε συνολικά η διαδικασία επιλογής και σχεδιασμού, της εφαρμοζόμενης λύσης ενίσχυσης. Η λύση ενίσχυσης που επιλέχθηκε προέκυψε ύστερα από την ολοκλήρωση των εξής βημάτων:

1. Καθορισμός για τους νέους φορείς, των εξής παραγόντων: Γεωμετρία, διάταξη στον χώρο του υφιστάμενου, τρόπος υλοποίησης των συνδέσεων, υλικό κατασκευής και ποιότητα υλικών.
2. Διαστασιολόγηση των νέων φορέων σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες (CEN/TC250, 2007).
3. Αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των νέων φορέων (επαναληπτική διαδικασία).
4. Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της διαδικασίας αποτίμησης.
5. Αξιολόγηση της λύσης ενίσχυσης ως προς τα τεχνικά και γενικά κριτήρια του Κανονισμού Επεμβάσεων.

Όσον αφορά το πρώτο βήμα, η γεωμετρία και η διάταξη των νέων μεταλλικών φορέων φαίνεται στην παραπάνω εικόνα. Οι συνδέσεις μεταξύ των στοιχείων των μεταλλικών φορέων προσομοιώθηκαν ως αρθρώσεις, που επιτρέπουν την στροφή στο επίπεδο του μέλους. Το ίδιο ισχύει για την σύνδεση μεταξύ υποστυλωμάτων και θεμελίωσης. Οι συνδέσεις μεταξύ των κόμβων των μεταλλικών φορέων με αυτούς του υφιστάμενου, προσομοιώθηκαν ως αρθρωτές, με την βοήθεια άκαμπτων αμφιαρθρωτών δοκών που σχηματίζουν τριαρθρωτό τόξο στο οριζόντιο επίπεδο. Πρόκειται δε να κατασκευαστούν με την βοήθεια αγκυρίων. Ως υλικό κατασκευής επιλέχθηκε ο δομικός χάλυβας, ποιότητας S235.

Το δεύτερο και το τρίτο βήμα, αποτελούν το αντικείμενο του τρέχοντος κεφαλαίου ενώ τα τελευταία βήματα παρουσιάζονται εν μέρη σε αυτό και εξ'ολοκλήρου στο επόμενο κεφάλαιο.

5.3 Διαστασιολόγηση των πρόσθετων μεταλλικών φορέων

Παρουσιάζεται η διαδικασία επίλυσης και διαστασιολόγησης των νέων μεταλλικών φορέων. Οι νέοι φορείς δεν επιλύονται προφανώς ως ανεξάρτητοι. Μαζί με τον υφιστάμενο φορέα αποτελούν, έναν νέο ενιαίο φορέα. Ο νέος αυτός φορέας λειτουργεί ως ενιαίο χωρικό πλαίσιο. Υπολογίζονται επομένως οι δράσεις που δέχεται το ενιαίο αυτό πλαίσιο και τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στα μέλη των μεταλλικών φορέων. Με βάση τα εντατικά μεγέθη αυτά, γίνεται η διαστασιολόγηση των στοιχείων των μεταλλικών πλαισίων. Προκειμένου κατά την διαδικασία επίλυσης και διαστασιολόγησης, τα μέλη του υφιστάμενου φορέα να διατηρηθούν αμετάβλητα, στο Fespa υπάρχει ειδική εντολή.

5.3.1 Παραδοχές, υλικά και συνδυασμοί φόρτισης

5.3.1.1 Υλικά

Τα υλικά του υφιστάμενου τμήματος του νέου φορέα (ωπλισμένο σκυρόδεμα), έχουν δοθεί κατά την κατασκευή του προσομοιώματος στο κεφάλαιο 3. Τα μεταλλικά πλαίσια επιλέχθηκε να κατασκευαστούν από δομικό χάλυβα: S235 ($f_y = 235$ MPa, $f_u = 360$ MPa, $E = 210$ GPa, $\gamma = 78.5$ KN/m³).

5.3.1.2 Διατομές δομικού χάλυβα

- Υποστυλώματα – Διατομή: HEB
- Δοκοί – Διατομή: IPE
- Διαγώνιοι σύνδεσμοι – Διατομή: SHS

5.3.1.3 Φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία του υφιστάμενου τμήματος (μόνιμα και κινητά) διατηρούνται ως έχουν (κεφάλαιο 3). Τα μεταλλικά πλαίσια, φέρουν ως κατακόρυφο φορτίο μόνο το ίδιο βάρος τους (μόνιμο). Τα οριζόντια φορτία όμως μεταβάλλονται σε σχέση με αυτά του αρχικού φορέα. Προσδιορίζονται βάσει των παραδοχών και της μεθόδου που ακολουθεί και κατανέμονται στα μέλη του νέου ενιαίου φορέα. Τα στοιχεία των μεταλλικών φορέων παραλαμβάνουν την ένταση που αντιστοιχεί σε αυτά.

5.3.1.4 Συντελεστές ασφαλείας φορτίων-υλικών

- Μόνιμα φορτία: $\gamma_G = 1,35$
- Κινητά φορτία: $\gamma_Q = 1.50$
- Δομικός χάλυβας: $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.00$, $\gamma_{M2} = 1.25$
- Συντ. Υπεραντοχής δομικού χάλυβα: $\gamma_{ov} = 1,25$

5.3.1.5 Στοιχεία αντισεισμικού σχεδιασμού

- Κατηγορία πλαστιμότητας: ΚΠΜ
- Σεισμική ζώνη: Z1 , $\alpha_{gR} = 0.16$ g
- Σπουδαιότητα: II , $\gamma_I = 1.00$

- Κατακόρυφη συνιστώσα: ΟΧΙ
- Τύπος φάσματος σχεδιασμού: 1
- Εδαφικός τύπος: Β
- Ιδιοπερίοδοι φάσματος: $T_B = 0,15$, $T_C = 0.50$, $T_D = 2,50$
- Συντ. Απόσβεσης: $\xi = 4,00\%$
- Συντ. Τοπογραφίας: $S_T = 1.20$
- Συντ. Σεισμικής συμπεριφοράς: $q_x = 4.00$, $q_z = 4.00$
- Ικανοτικός σχεδιασμός σε κάμψη: Χ:ναι , Ζ:ναι

5.3.1.6 Κανονισμοί

- Βάσεις σχεδιασμού: EN1990 2002
- Δράσεις στους φορείς: EN1991-1 2002
- Κανονισμός κατασκευών από χάλυβα: EN1993-1 2006
- Αντισεισμικός κανονισμός: EN1998-1,5 2004

5.3.1.7 Φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων

Στους πίνακες που ακολουθούν καταγράφονται οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί φορτίσεων, που εφαρμόστηκαν κατά την στατική επίλυση των μεταλλικών φορέων.

Πίνακας 5 - 1. Φορτίσεις

A/A	Όνομα	Συμβολογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q
Φ3	Κινητά Α'	QA
Φ4	Κινητά Β'	QB
Φ5	Κινητά C'	QC
Φ6	Κινητά D'	QD
Φ7	Κινητά E'	QE
Φ8	$[G+\psi 2xQ]$	$[G+\psi 2xQ]$
Φ9	Ατέλειες +x	I[+x]
Φ10	Ατέλειες +z	I[+z]
Φ11	Ατέλειες -x	I[-x]
Φ12	Ατέλειες -z	I[-z]

Πίνακας 5 - 2. Συνδυασμοί δράσεων

A/A	Περιγραφή συνδυασμού	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G+1.05Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.35G+1.05QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ3	1.35G+1.05QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ4	1.35G+1.05QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ5	1.35G+1.05QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ6	1.35G+1.05QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ7	1.15G+1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ8	1.15G+1.50QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ9	1.15G+1.50QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ10	1.15G+1.50QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ11	1.15G+1.50QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ12	1.15G+1.50QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ13	1.15G+1.50Q+1.15I[+x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ14	1.35G+1.05Q+1.35I[+x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ15	1.15G+1.50Q+1.15I[+z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ16	1.35G+1.05Q+1.35I[+z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ17	1.15G+1.50Q+1.15I[-x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ18	1.35G+1.05Q+1.35I[-x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ19	1.15G+1.50Q+1.15I[-z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ20	1.35G+1.05Q+1.35I[-z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ21	1.00G+1.00Q	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι
ΣΦ22	1.00[G+ψ2xQ]	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι

Πίνακας 5 - 3. Σεισμικός συνδυασμός

A/A	O.K.A. - Συνδυασμοί των σεισμικών δράσεων
ΣΣ1	$1.00^*G+\psi 2^*Q\pm 1.00\{E[x]+E[z]\}$

5.3.2 Στατική επίλυση του νέου ενιαίου φορέα

Ο φορέας επιλύεται για όλους τους παραπάνω συνδυασμούς και τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν συνδυάζονται κατάλληλα προκειμένου, να γίνουν οι έλεγχοι που θα οδηγήσουν στην διαστασιολόγηση των μελών, σύμφωνα με τους (I.Βάγιας, 2005) και (I.Βάγιας, 2003). Οι έλεγχοι γίνονται για τον οριακή κατάσταση αστοχίας (O.K.A) πρώτα και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (O.K.Λ) ύστερα. Χρειάζονται επομένως τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, που αντιστοιχούν σε κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις.

Για την O.K.Λ, ο φορέας επιλύεται με τους συνδυασμούς (μόνιμα και κινητά) που αντιστοιχούν σε αυτήν. Τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την επίλυση, χρησιμοποιούνται για τους αντίστοιχους ελέγχους (έλεγχος βελών).

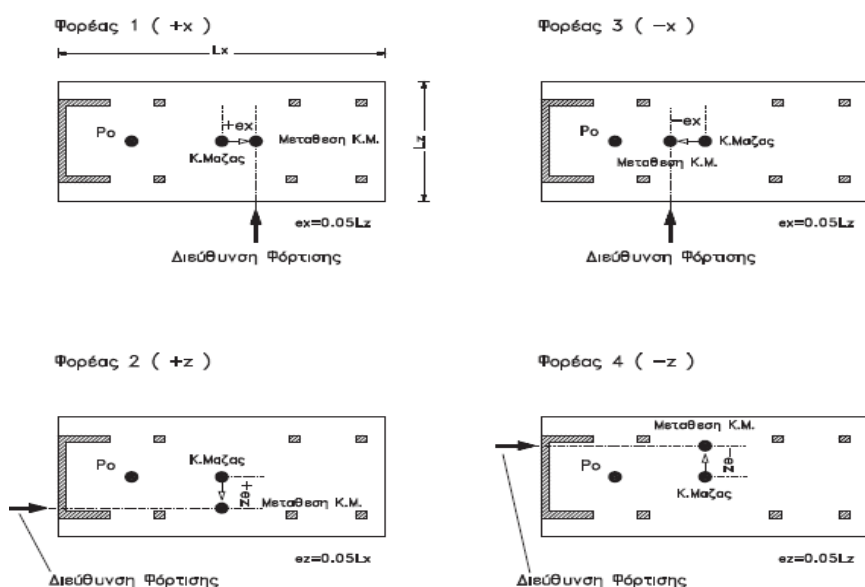
Στην O.K.A, κατασκευάζεται η περιβάλλουσα (δρώντων εντατικών μεγεθών) από όλους τους συνδυασμούς φόρτισης (μόνιμα και κινητά), που αντιστοιχούν σε αυτήν. Τα δρώντα εντατικά μεγέθη της περιβάλλουσας, συνδυάζονται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον σεισμικό συνδυασμό. Με τα μεγέθη που προκύπτουν γίνονται οι έλεγχοι του κάθε μέλους σε O.K.A.

5.3.2.1 Σεισμική ανάλυση του φορέα

Κατά τον σεισμικό υπολογισμό εφαρμόστηκε η δυναμική φασματική μέθοδος με μετατόπιση μαζών. Το κέντρο μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση, κάθετα ως προς την εξεταζόμενη διεύθυνση. Προκύπτουν έτσι τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση. Ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

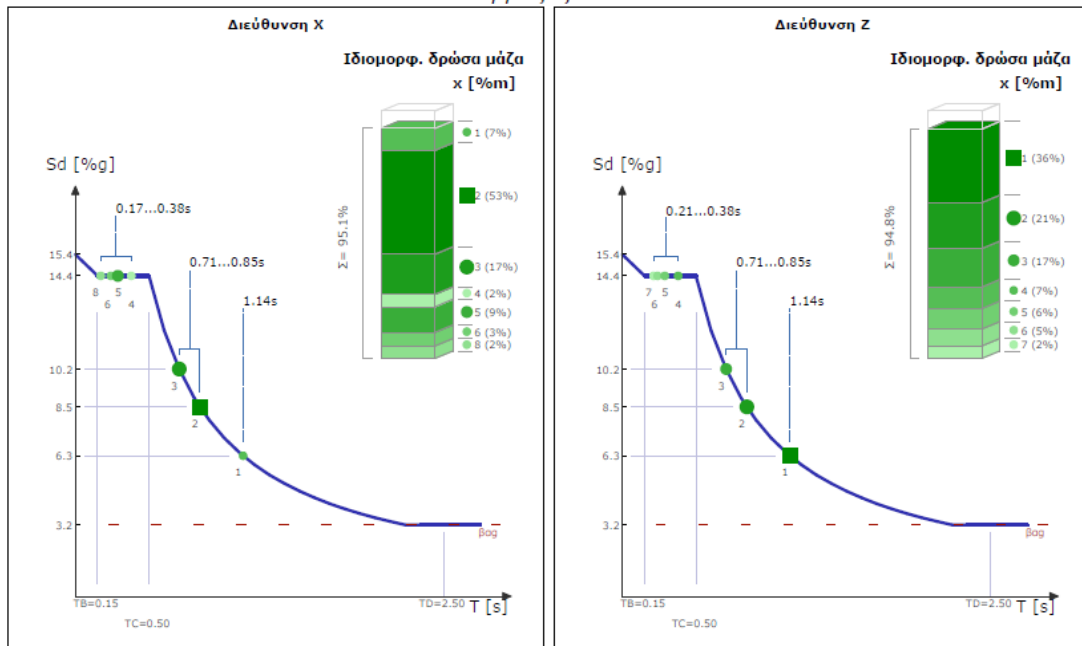
- Καθορισμός – επιλογή φάσματος σχεδιασμού
- Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος
- Υπολογισμός του μητρώου ακαμψίας $[K]$
- Υπολογισμός του μητρώου μάζας $[M]$
- Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των πιο χαμηλόσυχων (υψηλότερες ιδιοπερίοδοι T_i). Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε έναν από τους τέσσερις φορείς.
 - Υπολογισμός της ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή και των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών. Να σημειωθεί ότι λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως.
 - Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC). Επαλληλίζονται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των δρώντων ιδιομορφικών μαζών που αντιστοιχούν σε αυτές, να υπερβαίνει το 90% της μάζας του φορέα.
 - Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης (μέθοδος τετραγωνικής επαλληλίας SRSS).

Παρακάτω παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες για κάθε έναν από τους τέσσερις εξεταζόμενους φορείς. Δίνονται ακόμα οι τέμνουσες βάσης που αντιστοιχούν σε κάθε έναν από τους φορείς αυτούς, όπως προέκυψαν ύστερα από την επαλληλία των ιδιομορφών (CQC).



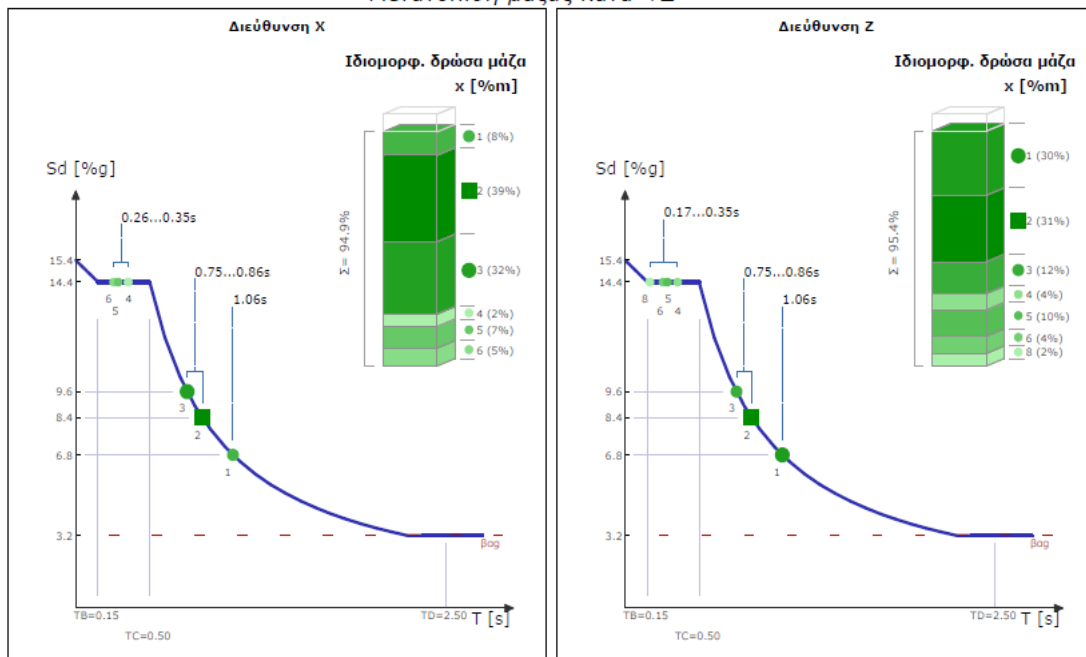
Σχήμα 5 - 2. Οι τέσσερις φορείς που προκύπτουν από την μετατόπιση μαζών ως προς το Κ.Μ.

Μετατόπιση μάζας κατά +X



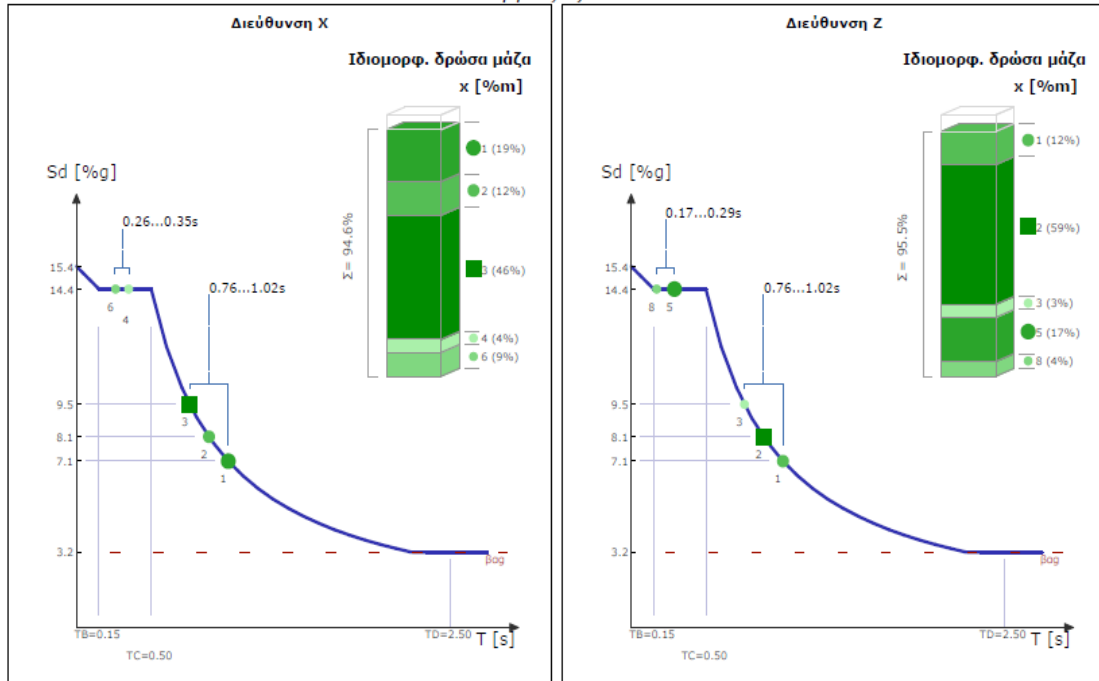
Σχήμα 5 - 3. Φορέας 1 (Διεύθυνση σεισμού: Z, Μετατόπιση μάζας: +X)

Μετατόπιση μάζας κατά +Z



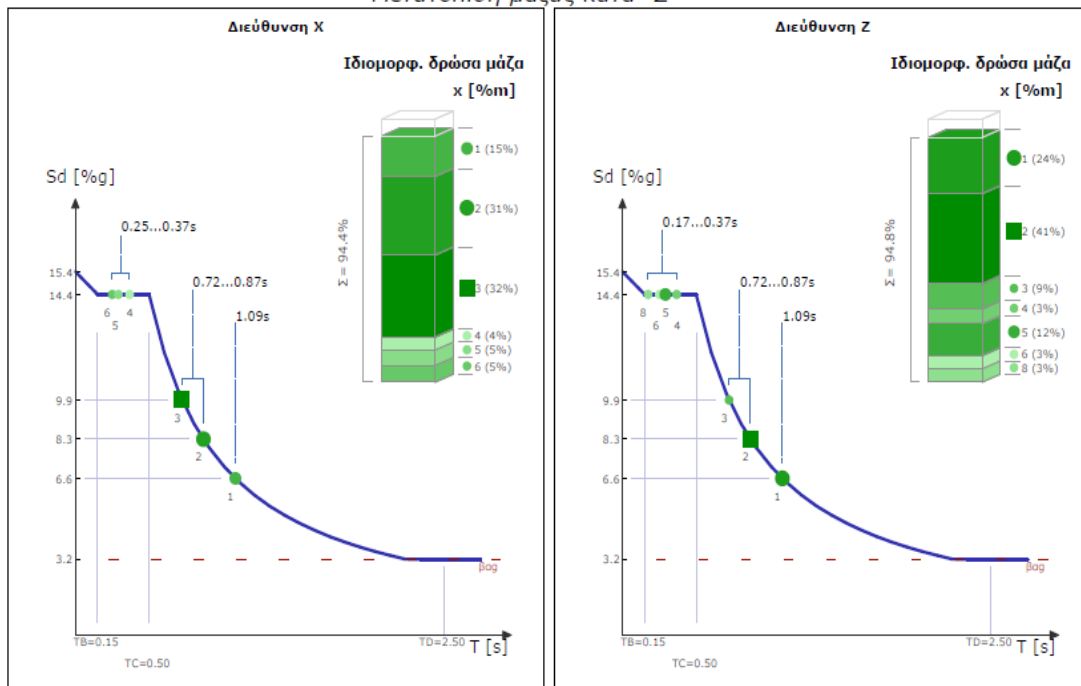
Σχήμα 5 - 4. Φορέας 2 (Διεύθυνση σεισμού: X, Μετατόπιση μάζας: +Z)

Μετατόπιση μάζας κατά -X



Σχήμα 5 - 5. Φορέας 3 (Διεύθυνση σεισμού: Z, Μετατόπιση μάζας: -X)

Μετατόπιση μάζας κατά -Z



Σχήμα 5 - 6. Φορέας 4 (Διεύθυνση σεισμού: X, Μετατόπιση μάζας: -Z)

Τέμνουσα βάση [EC8-1 §4.3.3.3.1(3), §4.3.3.3.2(3)P]

$$F_b = CQC(F_{bk}), \quad F_{bk} = Sd(T_k) \cdot m_k$$

Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	F _b [kN]
X [+Z]	1711.05
X [-Z]	1542.50
Z [+X]	1282.91
Z [-X]	1833.72

Πίνακας 5 - 4. Τέμνουσα βάση των φορέων 1-2-3-4

Με την τετραγωνική επαλληλία των εντατικών μεγεθών των παραπάνω τεσσάρων φορέων (SRSS), προκύπτουν τα δρώντα εντατικά μεγέθη στην κατασκευή, που αντιστοιχούν στον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης.

5.3.2.2 Μεγέθη σχεδιασμού

Τα εντατικά μεγέθη από την σεισμική ανάλυση επαλληλίζονται με τα μέγιστα εντατικά μεγέθη από την περιβάλλουσα των συνδυασμών φόρτισης, με την μέθοδο των ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών (Έλλειψη Gurta). Έχουν προκύψει πλέον τα μεγέθη σχεδιασμού με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος των μελών σε Ο.Κ.Α.

Ο τρόπος υπολογισμού των μεγεθών σχεδιασμού σε Ο.Κ.Λ παρουσιάστηκε παραπάνω. Τα μεγέθη που προέκυψαν (για Ο.Κ.Α και Ο.Κ.Λ), αφορούν συνολικά τον νέο ενιαίο φορέα. Από αυτά χρησιμοποιούνται όσα αντιστοιχούν στα μέλη των πρόσθετων μεταλλικών φορέων και προχωρούμε στην διαστασιολόγηση αυτών.

5.3.3 Έλεγχοι μεταλλικών μελών και διαστασιολόγηση

Αρχικά υπολογίζεται η κατηγορία διατομής για κάθε συνδυασμό φόρτισης και για κάθε διατομή ελέγχου ενός μέλους. Για κατηγορία διατομής 1 ή 2 λαμβάνονται οι πλαστικές αντοχές ενώ για κατηγορία διατομής 3 οι ελαστικές. Επιγραμματικά οι έλεγχοι που αφορούν τα μεταλλικά μέλη είναι:

- Ο.Κ.Α: Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό και θλίψη, έλεγχος αντοχής σε διάτμηση, έλεγχος αντοχής σε κάμψη, έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη, έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση, έλεγχος αντοχής σε λυγισμό.
- Ο.Κ.Λ: Έλεγχος βέλους

Συνοπτικά οι πραγματοποιούμενοι έλεγχοι των μεταλλικών μελών παρουσιάζονται παρακάτω.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ : $\frac{E_d}{R_d} \leq 1$

[EC3 (6.17)] : Διάτμηση : $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$, $\frac{V_{Ed}}{V_{dRd}} \leq 1 \Rightarrow v_y \leq 1$, $v_z \leq 1$

Κάμψη με Αξονική

[EC3 (6.2)] : Κατηγ. 3 : $\kappa\Delta = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \kappa\Delta = n + m_y + m_z \leq 1$

[EC3 (6.41)] : Κατηγ. 1,2: $\lambda\Delta = \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \lambda\Delta = m_{y,N}^\alpha + m_{z,N}^\beta \leq 1$, $\lambda\Delta \geq n$

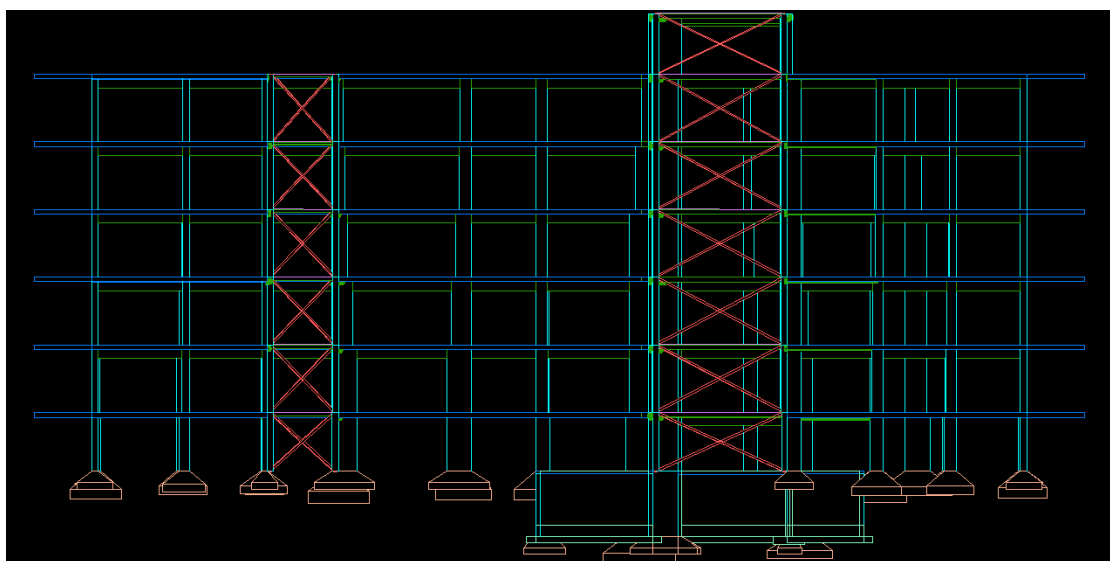
Αντοχή των μελών σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3]

[EC3 (6.61)] : $\frac{N_{Ed}}{x_y \cdot \frac{N_{br}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{y,br}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,br}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow n_y + m_{yy} + m_{yz} \leq 1$

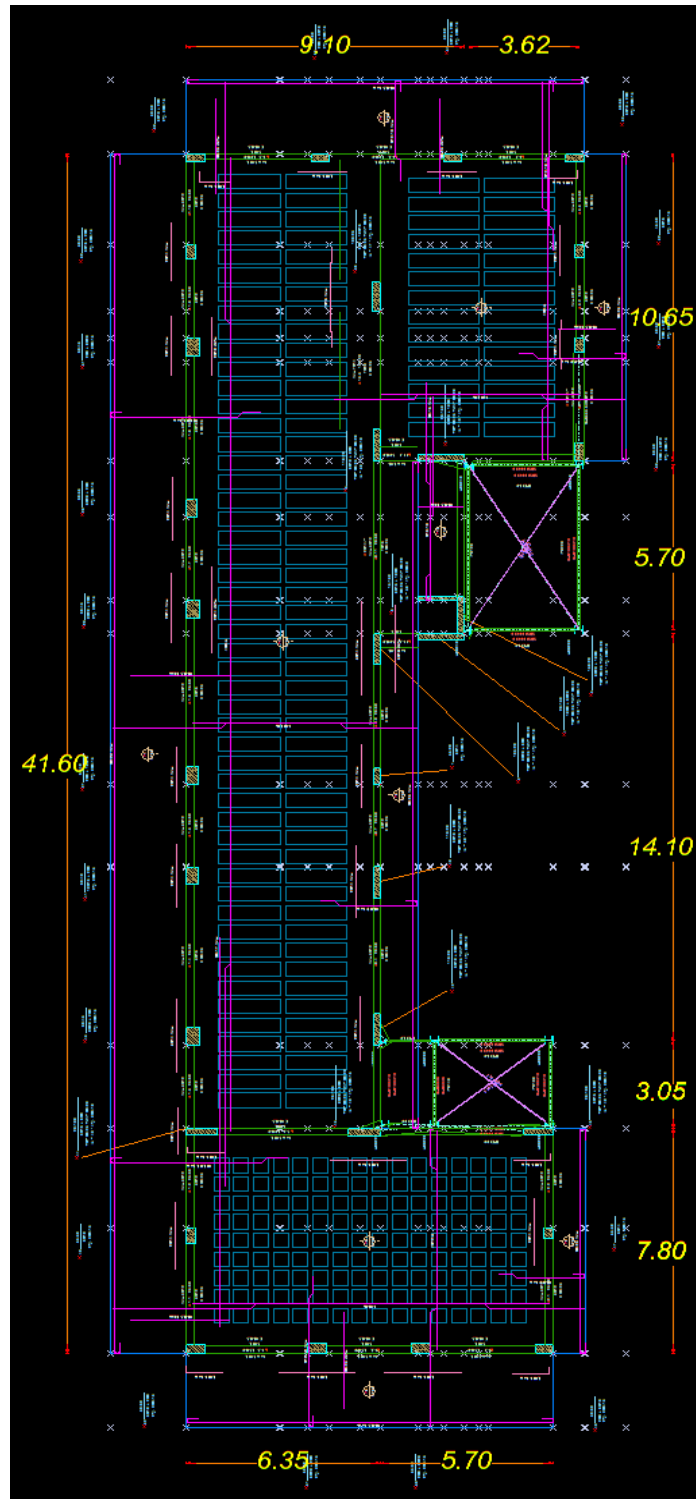
[EC3 (6.62)] : $\frac{N_{Ed}}{x_z \cdot \frac{N_{br}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{y,br}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,br}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow n_z + m_{zy} + m_{zz} \leq 1$

Εικόνα 5 - 2. Έλεγχοι μεταλλικών μελών

Από τους παραπάνω ελέγχους προέκυψαν οι διατομές των μελών των νέων μεταλλικών φορέων. Προφανώς δεν είναι δυνατό οι υπολογιζόμενες δράσεις και οι πραγματοποιούμενοι έλεγχοι να παρουσιαστούν αναλυτικά για κάθε μέλος. Παρουσιάζεται ακολούθως η όψη των δύο μεταλλικών χωρικών πλαισίων όπως και η κάτοψη στο επίπεδο της οροφής Α' ορόφου (τυπικός όροφος).

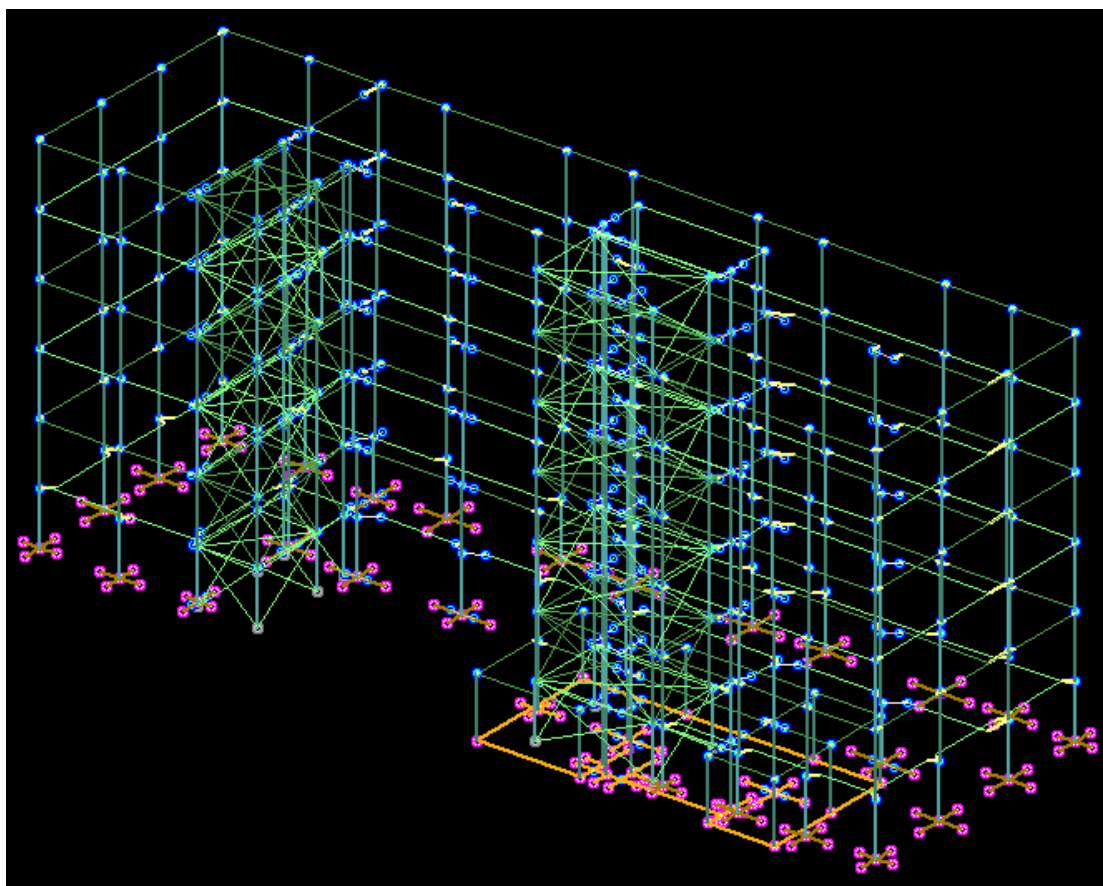


Εικόνα 5 - 3. Όψη των δύο μεταλλικών χωρικών πλαισίων



Εικόνα 5 - 4. Κάτοψη του ενισχυμένου φορέα στο επίπεδο του Α' ορόφου

Στην εικόνα (5-4) απεικονίζεται η κάτοψη του τυπικού ορόφου του ενισχυμένου φορέα, ύστερα από την εφαρμογή της τελικής λύσης ενίσχυσης, δηλαδή μετά το πέρας και της διαδικασίας αποτίμησης που ακολουθεί. Οι μεταλλικοί φορείς έχουν την ίδια ακριβώς διάταξη σε όλους τους ορόφους, με διαφορά μόνο των διατομών των οριζόντιων δοκών και των κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων ανά όροφο. Στην εικόνα (5-5) φαίνεται, το στατικό προσομοίωμα του ενισχυμένου φορέα.



Εικόνα 5 - 5. Στατικό προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα

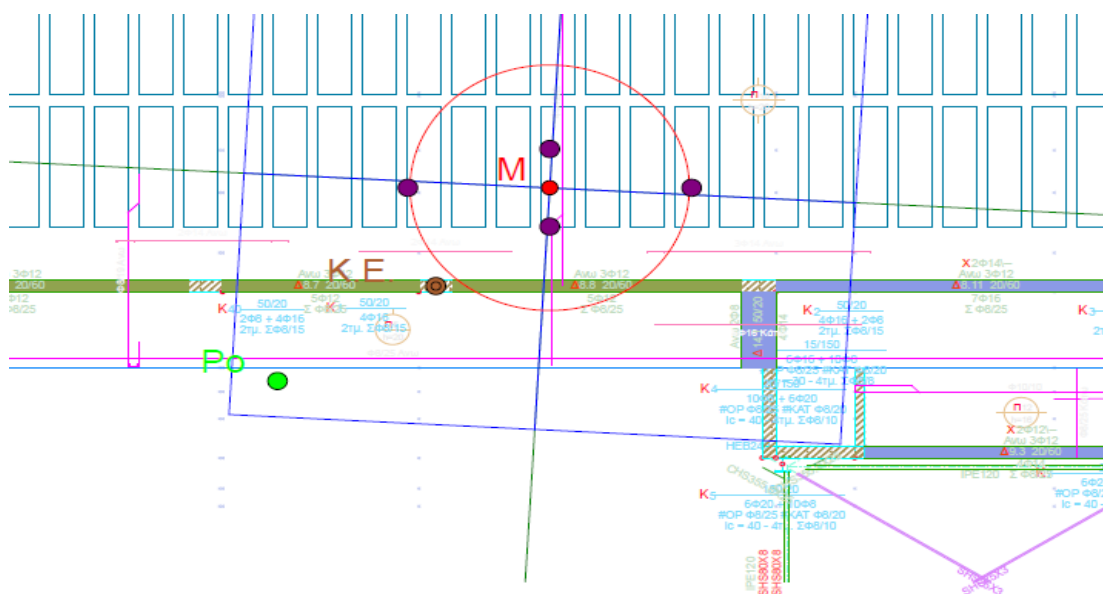
5.4 Σεισμική αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα

Στην παρούσα φάση, έχουν προκύψει ως λύση δύο νέοι μεταλλικοί φορείς διαστασιολογημένοι σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Για την ολοκλήρωση της διαδικασίας, απαιτείται η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τους και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. Για την αποτίμηση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), όπως ακριβώς παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο για τον υφιστάμενο φορέα. Η μόνη διαφορά είναι πως στην προκειμένη περίπτωση, η χρησιμοποιούμενη μέθοδος αποτίμησης, εφαρμόστηκε επαναληπτικά. Δηλαδή πραγματοποιήθηκαν διαδοχικές επαναλήψεις της μεθόδου, με ταυτόχρονη κατάλληλη τροποποίηση των διατομών των στοιχείων των μεταλλικών φορέων, μέχρις ότου το τελικό αποτέλεσμα να ικανοποιεί τους προκαθορισμένους στόχους σεισμικής ικανότητας (4^ο κεφάλαιο). Έγινε επιπλέον προσπάθεια ώστε, οι πλαστικές αρθρώσεις στα μεταλλικά μέλη να εμφανίζονται πρώτα στους κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους. Τα αποτελέσματα που ακολουθούν, αφορούν προφανώς την τελευταία επανάληψη εφαρμογής της μεθόδου και αντιστοιχούν στην τελικώς επιλεγθείσα λύση ενίσχυσης.

5.4.1 Συνοπτική περιγραφή διαδικασίας αποτίμησης

Η διαδικασία σεισμικής αποτίμησης ενός φορέα (νέου ή υφιστάμενου), περιγράφηκε αναλυτικά στο κεφάλαιο 4. Παρακάτω δίνονται συνοπτικά τα βήματα της μεθόδου:

1. Καθορισμός των στόχων σεισμικής ικανότητας για την εξεταζόμενη κατασκευή: Τίθενται οι ίδιοι στόχοι που είχαν τεθεί και κατά την αποτίμηση του υφιστάμενου (Γ1 και Β2).
2. Καθορισμός των ιδιοτήτων των υλικών στο προς αποτίμηση προσομοίωμα: Οι ιδιότητες των υλικών (ποιότητα σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμών και δομικού χάλυβα), είναι αυτές που καθορίστηκαν στο κεφάλαιο 4 για τον υφιστάμενο και στο παρόν κεφάλαιο για τους νέους φορείς.
3. Κατασκευή καμπύλων $F - \delta$ των δομικών στοιχείων του νέου ενιαίου φορέα.
4. Καθορισμός των κατανομών φόρτισης: Γίνεται με την μέθοδο που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 4, ωστόσο οι κατανομές προκύπτουν διαφορετικές (μεταβάλλεται ο φορέας).
5. Συνδυασμός των κατανομών φόρτισης που θα εφαρμοστούν κατά την ανελαστική ανάλυση.
6. Καθορισμός κόμβου ελέγχου: Ο κόμβος ελέγχου παραμένει ίδιος (μόνο ο πλασματικός άξονας μετατοπίζεται αισθητά και όχι το Κ.Μ.).



Εικόνα 5 - 6. Κόμβος ελέγχου και πλασματικός άξονας

7. Εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover), κατασκευή της καμπύλης ικανότητας για την εκάστοτε περίπτωση φόρτισης και καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας επάνω σε αυτή (λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως).
8. Για κάθε περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης: Προσδιορισμός του ισοδύναμου μονοβάθμιου και κατασκευή του φάσματος ικανότητας.

9. Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης και καταγραφή των σημείων επιτελεστικότητας, επάνω στο φάσμα ικανότητας για κάθε εξεταζόμενο επίπεδο σεισμικής έντασης.

10. Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.

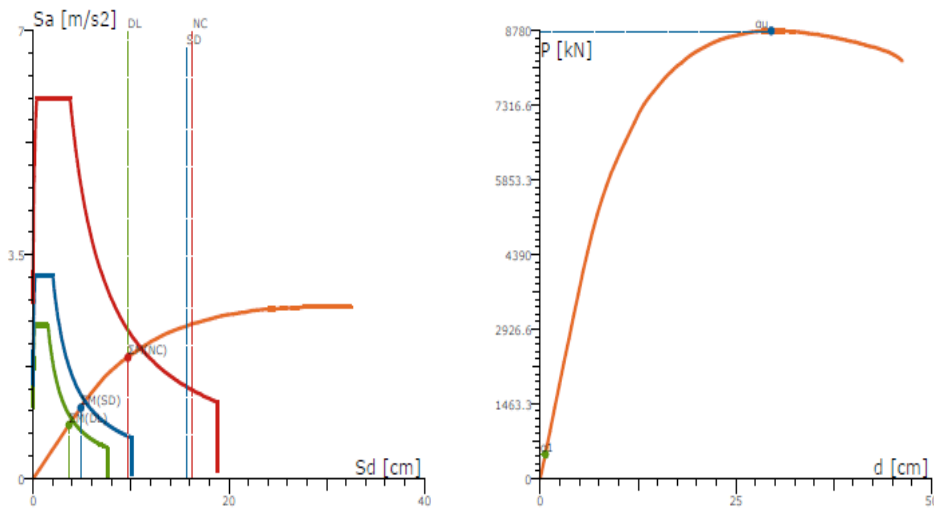
5.4.2 Φάσματα απαίτησης – ικανότητας (ADRS) και καμπύλες ικανότητας του ενισχυμένου φορέα.

Όπως ακριβώς και για τον υφιστάμενο φορέα, για κάθε κατεύθυνση επιβολής της κατανομής φόρτισης κατά την pushover και για κάθε κατανομή, προκύπτουν λόγω εγκάρσιας συνιστώσας και λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας, τέσσερις ανελαστικές αναλύσεις. Συνεπώς κατασκευάζονται αντιστοίχως τέσσερα ADRS διαγράμματα και καμπύλες ικανότητας. Επιλέγεται ένα από έκαστο σύνολο τεσσάρων ζευγών (διάγραμμα-καμπύλη), έστω το δυσμενέστερο και παρουσιάζεται ακολούθως.

Οι παρακάτω καμπύλες και διαγράμματα προκύπτουν από την ολοκληρωμένη εφαρμογή της μεθοδολογίας αποτίμησης και περιλαμβάνουν το σύνολο των πληροφοριών, που απαιτούνται για την αποτίμηση του φορέα.

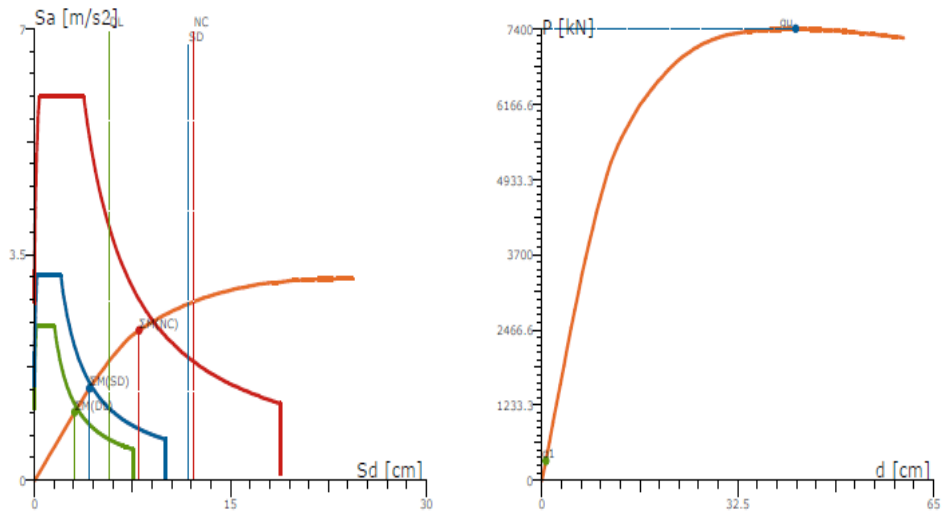
Διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας

Κατεύθυνση: 0° +(30%)· 90° -eZ, Κατανομή: Ομοιόμορφη



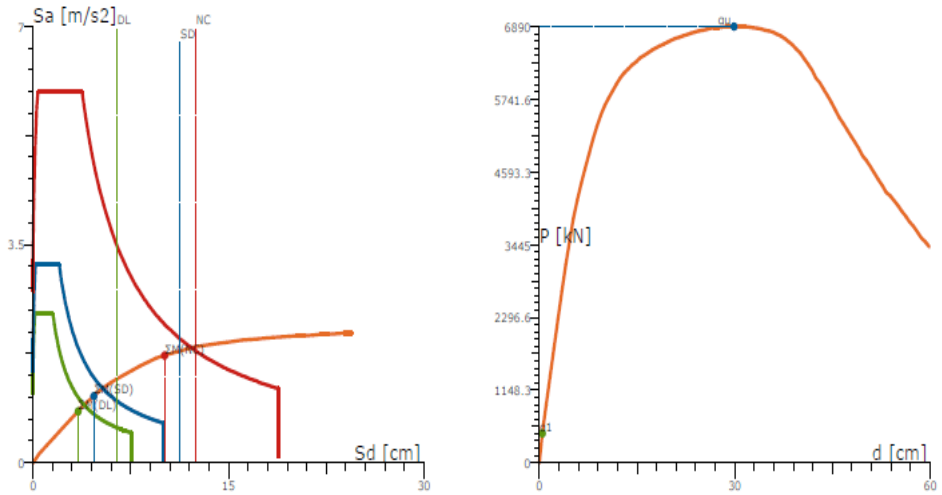
Στ. Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	au/a1
DL	0.064	3,67	0,8	3,67	2732,7	18,67
SD	0.085	4,87	1,1	4,87	3613,6	
NC	0.160	9,67	1,9	9,67	6200,1	

Κατεύθυνση: $0^\circ + (30\%) \cdot 90^\circ - eZ$, Κατανομή: Ιδιομορφική



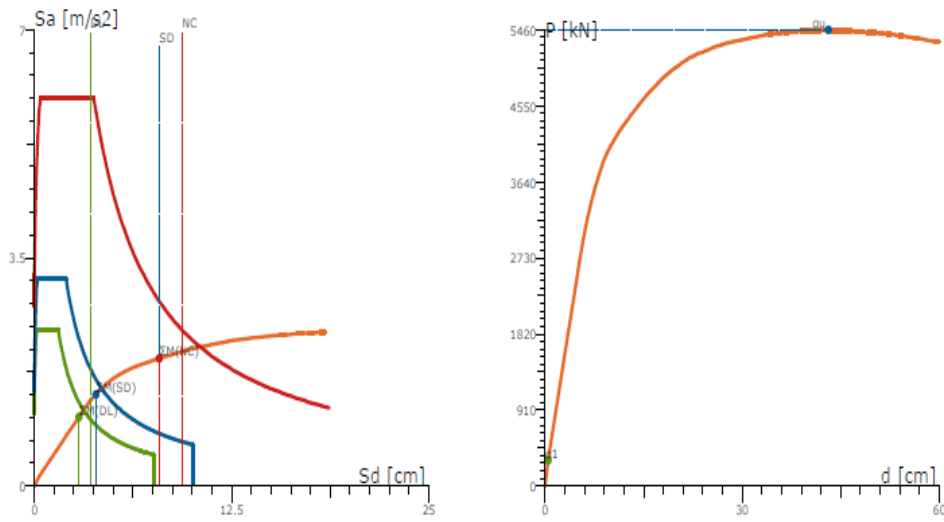
Στ. Επιπεδιστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]		S_d [cm]	S_a [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	σ_u/σ_1
DL	0.064	3.08	1.1	4.87	2496.2	22.90
SD	0.085	4.22	1.4	6.67	3368.1	
NC	0.160	8.02	2.3	12.67	5496.9	

Κατεύθυνση: $90^\circ + (30\%) \cdot 0^\circ - eX$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



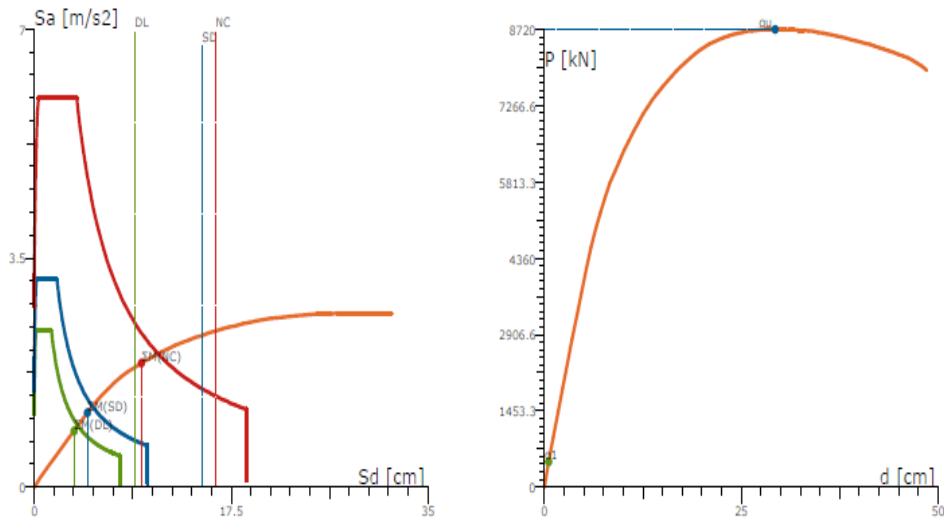
Στ. Επιπεδιστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]		S_d [cm]	S_a [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	σ_u/σ_1
DL	0.064	3.46	0.8	3.46	2708.5	14.75
SD	0.085	4.66	1.1	4.66	3514.2	
NC	0.160	10.06	1.7	10.06	5642.7	

Κατεύθυνση: $90^\circ + (30\%) \cdot 0^\circ - eX$, Κατανομή: Ιδιομορφική



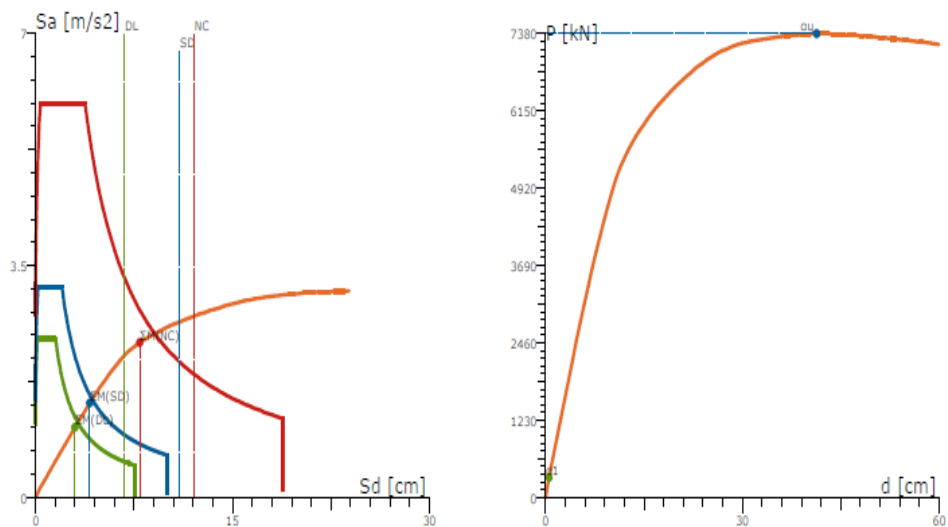
Στ. Επιπεδιστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)					Λόγος υπεραντοχής
	[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής	
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	α_u/α_1
DL		2.82	1.1	4.66	2402.4	17.59
SD		3.91	1.4	6.46	3201.4	
NC		7.91	2.0	13.06	4436.1	

Κατεύθυνση: $180^\circ - (30\%) \cdot 270^\circ - eZ$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



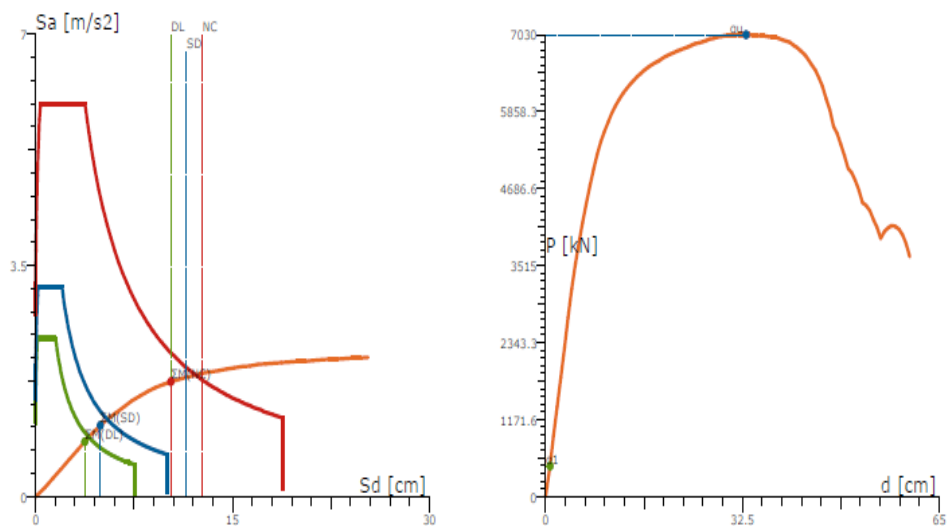
Στ. Επιπεδιστικότητα	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)					Λόγος υπεραντοχής
	[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής	
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	α_u/α_1
DL		3.53	0.9	3.53	2816.0	17.99
SD		4.73	1.1	4.73	3720.5	
NC		9.53	1.9	9.53	6209.7	

Κατεύθυνση: $180^\circ - (30\%) \cdot 270^\circ + eZ$, Κατανομή: Ιδιομορφική

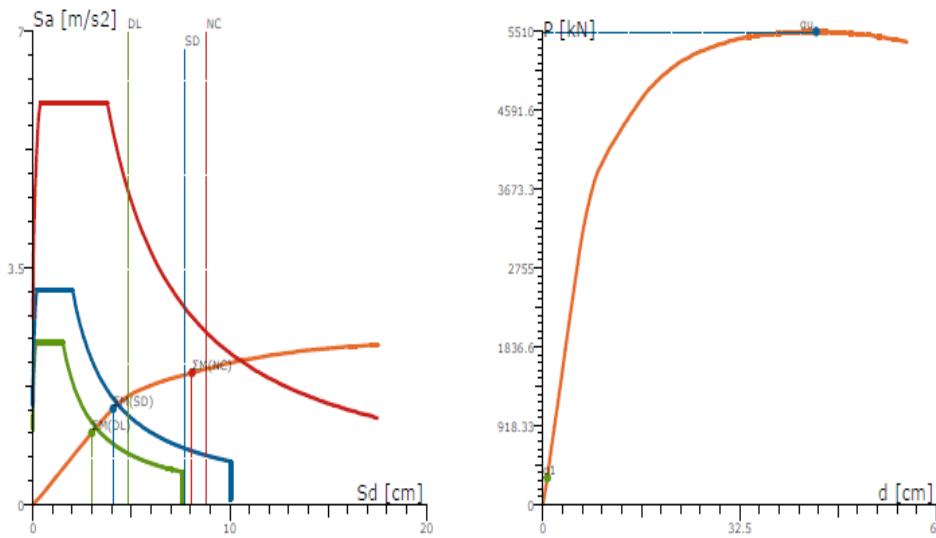


Στ. Επιπελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		a_u/a_1
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.064	3.00	1.1	4.73	2495.3	22.83
SD	0.085	4.13	1.4	6.53	3364.9	
NC	0.160	7.93	2.3	12.53	5513.4	

Κατεύθυνση: $270^\circ - (30\%) \cdot 180^\circ + eX$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



Στ. Επιπελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		a_u/a_1
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.064	3.74	0.8	3.74	2723.6	15.06
SD	0.085	4.94	1.1	4.94	3541.3	
NC	0.160	10.34	1.7	10.34	5701.6	



Στ. Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)					Λόγος υπεραντοχής
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	au/a1
DL	0.064	2.99	1.1	4.94	2405.6	17.78
SD	0.085	4.08	1.4	6.74	3228.0	
NC	0.160	8.08	1.9	13.34	4419.0	

Παρατηρήσεις επί των ανωτέρω καμπύλων ικανότητας και φασμάτων απαίτησης – ικανότητας:

- Δεν υπάρχει πουθενά υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας DL. Η στάθμη βεβαίως, καθορίζεται όπως αναφέρθηκε από την πρώτη διαρροή διατομής υποστρώματος και επιπλέον δεν περιλαμβάνεται στους επιδιωκόμενους στόχους σεισμικής ικανότητας (Γ1 και B2).

- Δεν υπάρχει πουθενά υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας SD. Αυτό ήταν αναμενόμενο αφού και στον υφιστάμενο φορέα (όπως κι εδώ), ο στόχος σεισμικής ικανότητας B2 ικανοποιείται.

- Δεν υπάρχει πουθενά υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας NC. Μάλιστα στις περισσότερες περιπτώσεις φόρτισης, η στοχευόμενη μετακίνηση για το εξεταζόμενο επίπεδο σεισμικής έντασης (10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια), δεν υπερβαίνει ούτε την στάθμη SD. Υπάρχουν βεβαίως δύο περιπτώσεις (δυσμενέστερες), όπου υπάρχει ταύτιση και υπέρβαση του αντίστοιχου σημείου επιτελεστικότητας με την στάθμη SD. Κατά συνέπεια ο προκαθορισμένος στόχος Γ1 ικανοποιείται για τον ενισχυμένο φορέα.

- Η τέμνουσα βάσης που μπορεί να παραλάβει ο φορέας, μέχρι τον σχηματισμό της πρώτης θ_u σε κάποιο κύριο σεισμικό μέλος, κυμαίνεται μεταξύ: $4419,0 \text{ KN} \leq F_b \leq 6209,7 \text{ KN}$. Απλοποιητικά θα μπορούσαμε να πούμε, πως κατά μέσο όρο (καθώς εξαρτάται από την περίπτωση φόρτισης), η ικανότητα της κατασκευής για παραλαβή οριζόντων δυναμέων περίπου διπλασιάζεται.

- Ο λόγος a_u/a_1 , όπως και για την περίπτωση της αποτίμησης του υφιστάμενου, έτσι και εδώ είναι πλασματικός. Αυτό οφείλεται στην πολύ πρόωρη διαρροή δευτερευόντων σεισμικών μελών, που είναι οι ενισχυμένες ζώνες. Ο λόγος a_u/a_1

ορίζεται ως η μέγιστη τέμνουσα βάσεως που μπορεί να αναπτύξει ο φορέας προς την τέμνουσα βάσεως που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή, οποιουδήποτε μέλους του φορέα. Παρατηρούμε όμως ότι η τιμή a_1 στις καμπύλες του ενισχυμένου φορέα αντιστοιχεί σε μεγαλύτερες τέμνουσες βάσεως σε σχέση με τον υφιστάμενο, ενώ αφορά περίπου τις ίδιες επιβαλλόμενες παραμορφώσεις. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι για να επιβληθεί μία παραμόρφωση στην ενισχυμένη πλέον κατασκευή, θα πρέπει να αναπτυχθεί μεγαλύτερη ένταση στα φέροντα μέλη της (αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας). Έτσι ο εκάστοτε εξεταζόμενος σεισμός, θα απαιτήσει μικρότερες παραμορφώσεις από τον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Αύξηση της τέμνουσας βάσης που αναπτύσσεται, παρατηρείται επίσης και για τον αριθμητή (a_u), που ερμηνεύεται με τον ίδιο τρόπο. Ωστόσο ο λόγος a_u/a_1 μειώνεται, πράγμα που σημαίνει ότι η αύξηση των τεμνουσών βάσεως που αντιστοιχούν στα a_1 και a_u δεν γίνεται αναλογικά.

- Η δυσκαμψία του φορέα αυξάνεται. Αυτό γίνεται αντιληπτό παρατηρώντας την κλίση του «ελαστικού» κλάδου της καμπύλης αντίστασης, η οποία είναι μεγαλύτερη στον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Είναι προφανές ότι το σημείο που αντιστοιχεί στην πραγματική διαρροή του φορέα (πρώτη διαρροή οποιουδήποτε κύριου σεισμικού μέλους), βρίσκεται αρκετά ψηλότερα από το σημειούμενο a_1 . Αναφερόμενοι στον «ελαστικό κλάδο» της κατασκευής, λαμβάνουμε υπόψη την θεώρηση αυτή.

- Σε κάθε επιχειρούμενη στατική ανελαστική ανάλυση, όπως προκύπτει από την παρατήρηση των καμπυλών αντίστασης, ο αριθμός των βημάτων της μεθόδου ολοκληρώνεται. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι δεν σχηματίζεται, μέχρι την επιβαλλόμενη μετακίνηση του τελευταίου βήματος, μηχανισμός κατάρρευσης. Δηλαδή ο ενισχυμένος φορέας, μπορεί να παραμορφωθεί χωρίς να καταρρεύσει αρκετά μετά το όριο διαρροής του. Με την ενίσχυση δηλαδή επιτυγχάνεται μία αύξηση της συνολικής του πλαστιμότητας. Διαχωρίζουμε βεβαίως την πλαστιμότητα των μεμονωμένων στοιχείων. Τα στοιχεία του υφιστάμενου διατηρούν την πλαστιμότητα που διέθεταν πριν.

Είναι προφανές ότι ο ενισχυμένος φορέας, ικανοποιεί τους στόχους σεισμικής ικανότητας που έχουν τεθεί. Παρατηρείται αύξηση της συνολικής αντοχής, δυσκαμψίας αλλά και της πλαστιμότητας του ενισχυμένου σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Κρίνεται σκόπιμο στο σημείο αυτό, να εξετάσουμε αναλυτικότερα κάποιες από τις παραπάνω περιπτώσεις (έστω τις δυσμενέστερες), καταγράφοντας τις παρατηρήσεις που προκύπτουν και καταλήγοντας στα ανάλογα συμπεράσματα.

5.4.3 Σχόλια επί των διαγραμμάτων απαίτησης – ικανότητας (ADRS) του ενισχυμένου φορέα

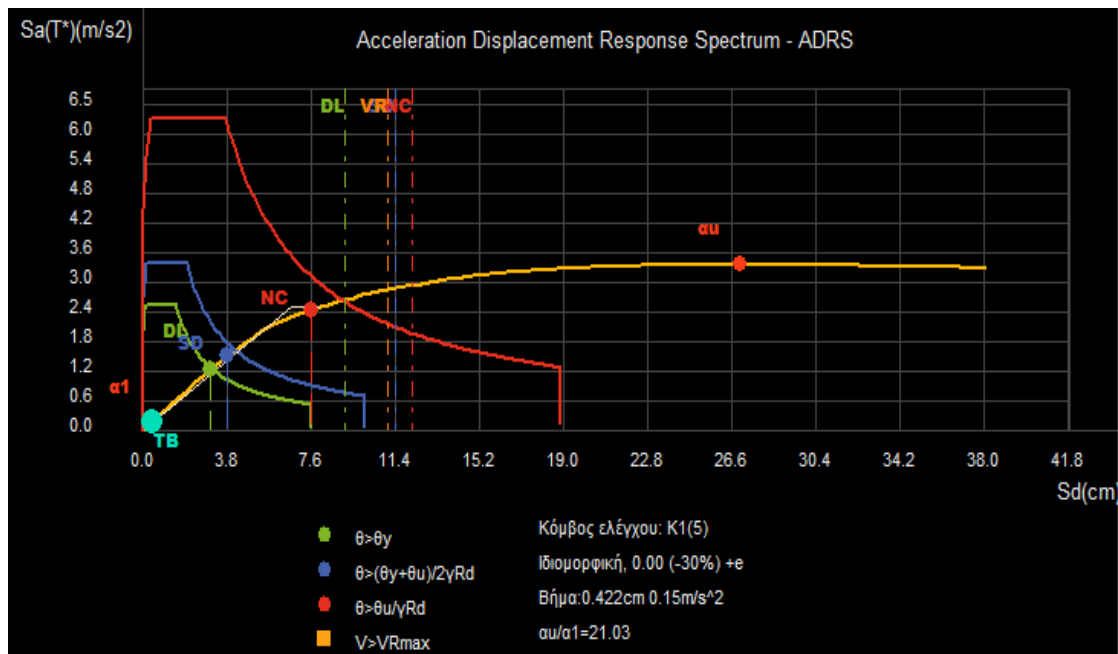
Είναι σαφές πως η συνολική συμπεριφορά του φορέα έχει βελτιωθεί, σε βαθμό που να ικανοποιούνται πλέον οι προκαθορισμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας. Αυτό ωστόσο δεν εξασφαλίζει την πλήρη αποκατάσταση της σεισμικής συμπεριφοράς του δομήματος. Συγκεκριμένα εξακολουθούν να υφίστανται στρωφικές ιδιομορφές μεταξύ των πρώτων ιδιομορφών ενώ ακόμα, μέλη που πριν αστοχούσαν πρώτα διατμητικά εξακολουθούν να παρουσιάζουν την ίδια συμπεριφορά. Αυτό είναι προφανές γιατί συμβαίνει. Κανένα μέλος του υφιστάμενου φορέα δεν ενισχύθηκε μεμονωμένα. Η ενίσχυση στόχευσε στην βελτίωση της συνολικής σεισμικής

συμπεριφοράς του φορέα. Έτσι μεγάλο μέρος των φορτίων παραλαμβάνεται από τα νέα μέλη και τα υφιστάμενα «προστατεύονται» από την ένταση. Αποτέλεσμα αυτού είναι, κανένα μέλος του υφιστάμενου φορέα να μην φτάνει ούτε στο όριο $\theta=\theta_u$ ούτε να ξεπερνά την διατμητική αντοχή του. Πρόκειται δηλαδή για μία έμμεση προσέγγιση της ενίσχυσης.

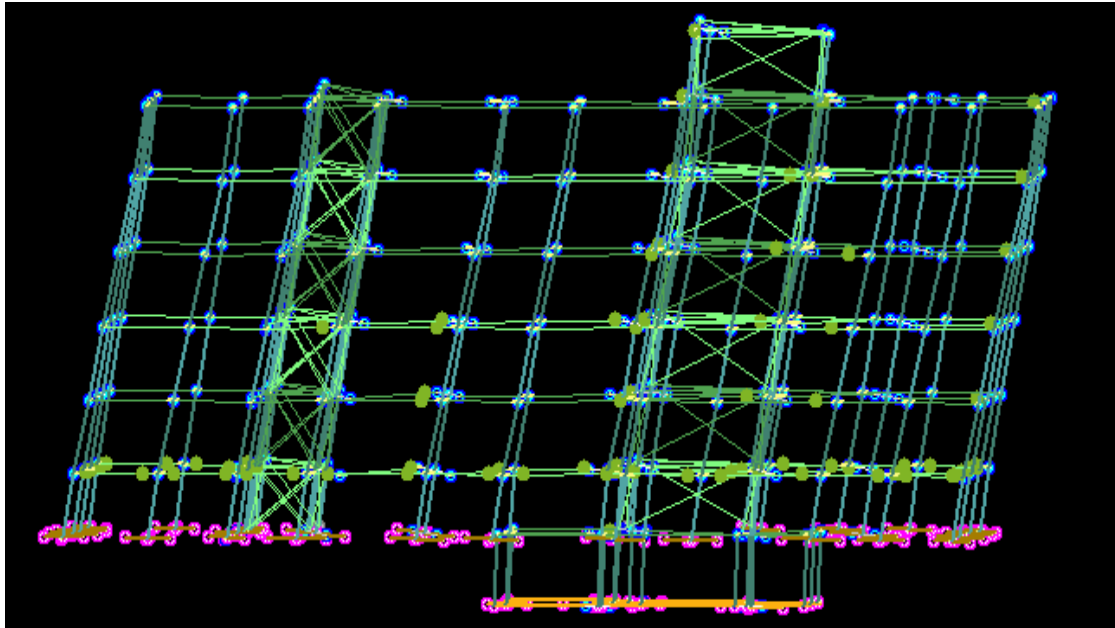
Οι περιπτώσεις όπου κατά την ανάλυση pushover, η διατμητική αστοχία κάποιου μέλους προηγείται του σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης ($\theta=\theta_u$), είναι πλέον πολύ λιγότερες δεν παύουν όμως να υπάρχουν. Βεβαίως αυτό δεν είναι ανησυχητικό καθώς, οι διατμητικές αστοχίες συμβαίνουν πέραν του σημείου επιτελεσματικότητας που αντιστοιχεί στην στάθμη NC και η εμφάνισή τους δεν σηματοδοτεί την δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης. Επισημαίνεται πως το φαινόμενο αυτό είναι σχεδόν αναπόφευκτο εφόσον, δεν πραγματοποιήθηκε ενίσχυση των μεμονωμένων μελών του φορέα αλλά η δρώσα σε αυτά ένταση μεταβιβάστηκε σε νέα μέλη.

Παρουσιάζονται παρακάτω, δύο από τις δυσμενέστερες αυτές περιπτώσεις (πρόκειται για τις ίδιες που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4). Δίνονται τα στιγμιότυπα του φορέα, για τα σημεία επιτελεσματικότητας που αντιστοιχούν στην στάθμη NC και για τα σημεία που αντιστοιχούν στην εμφάνιση της πρώτης διατμητικής αστοχίας.

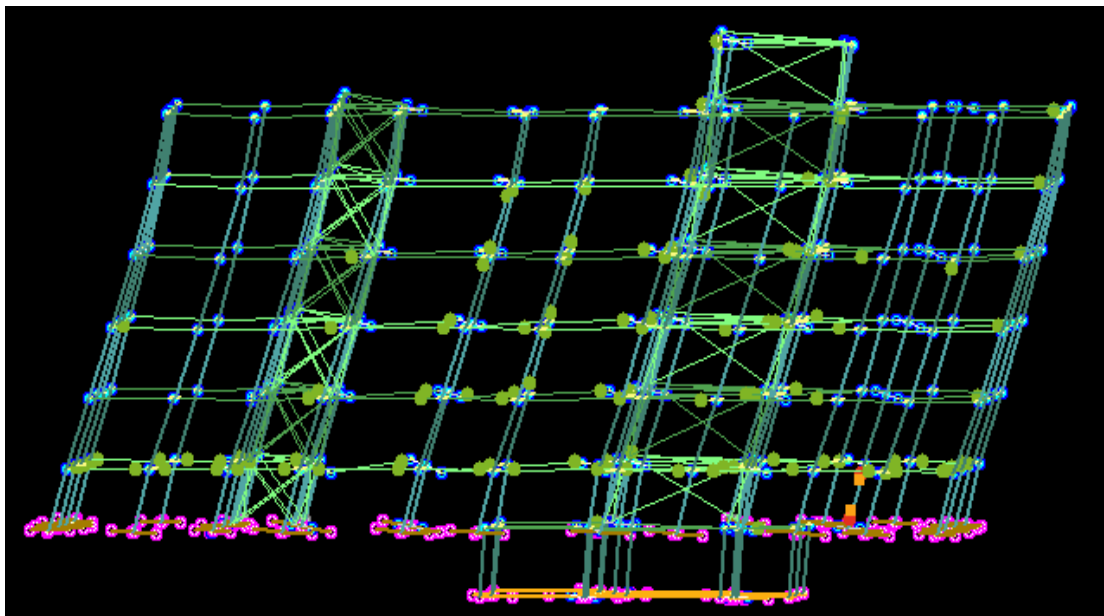
- 1^ο παράδειγμα



Σχήμα 5 - 7. ADRS διάγραμμα για φόρτιση ιδιομορφική με κατεύθυνση: 0,00 (-30%) +eZ



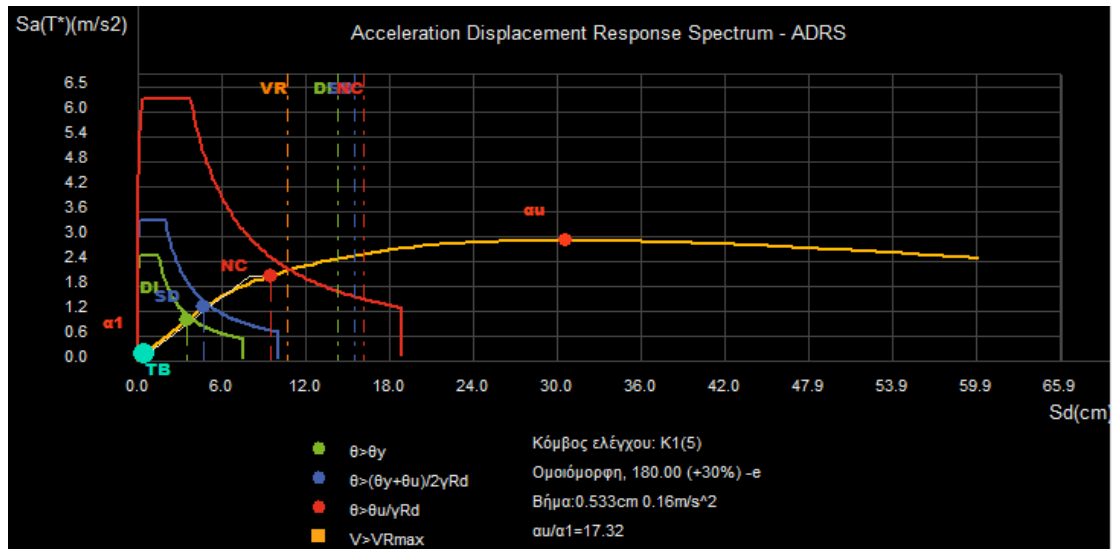
Εικόνα 5 - 7. . Στιγμιότυπο φορέα για το σημείο επιτελεστικότητας NC
Φόρτιση: ιδιομορφική Κατεύθυνση: 0,00 (-30%) +eZ



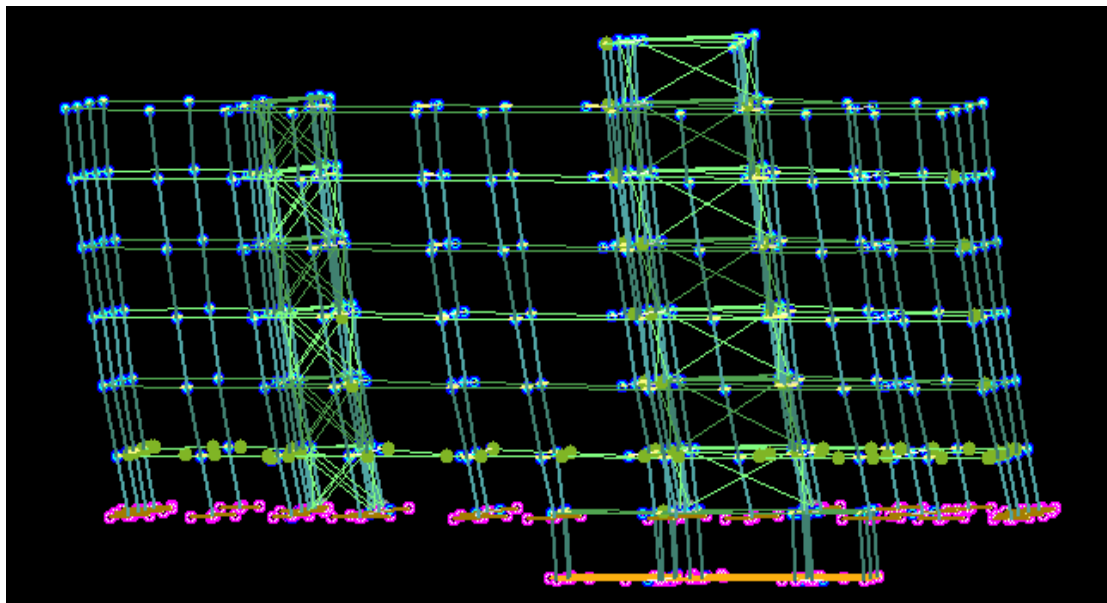
Εικόνα 5 - 8. Στιγμιότυπο φορέα κατά την 1^η διατμητική αστοχία
Φόρτιση: ιδιομορφική Κατεύθυνση: 0,00 (-30%) +eZ

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω στιγμιότυπα, για το σημείο επιτελεστικότητας NC, εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις με $\theta = \theta_y$ μόνο σε ορισμένες κύριες δοκούς. Κατά συνέπεια ο φορέας δεν υπερβαίνει την αντίστοιχη στάθμη αλλά και καμία άλλη όπως φαίνεται στο ADRS διάγραμμα. Η πρώτη διατμητική αστοχία, εμφανίζεται στο ίδιο υποστύλωμα που εμφανίζεται στον υφιστάμενο φορέα. Χαρακτηριστικό είναι ότι εμφανίζεται μετά την άφιξη του φορέα στο σημείο επιτελεστικότητας NC, ενώ κατά την εμφάνισή της δεν έχει εμφανιστεί πλαστική άρθρωση με $\theta = \theta_u$ αλλά ούτε και με $\theta = (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$.

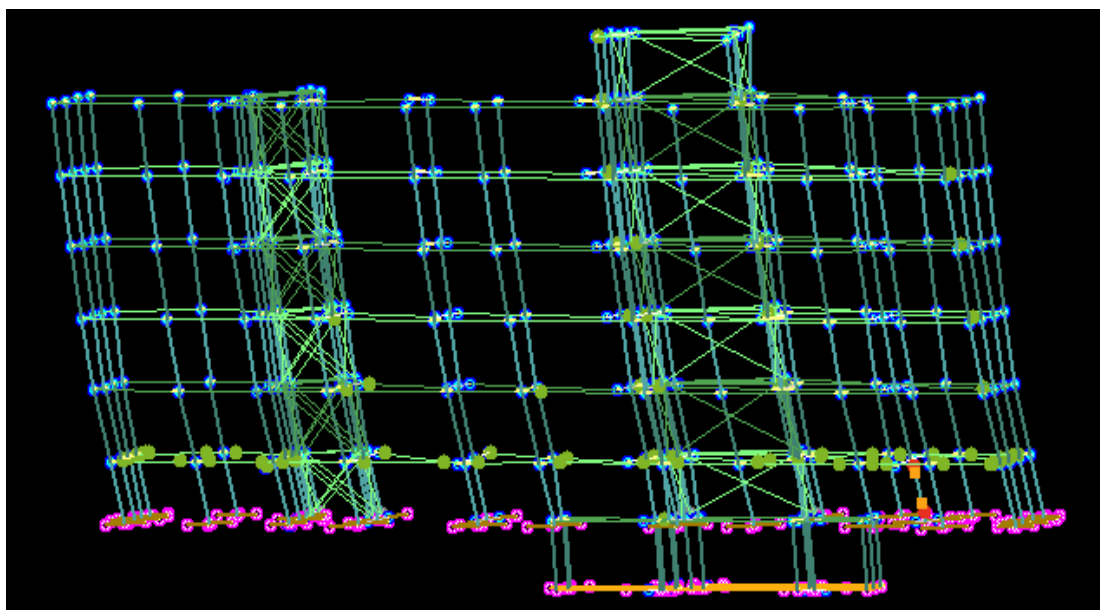
- 2^ο παράδειγμα



Σχήμα 5 - 8. ADRS διάγραμμα για φόρτιση ομοιόμορφη με κατεύθυνση: 180,00 (+30%) -eZ



Εικόνα 5 - 9. Στιγμιότυπο φορέα για το σημείο επιτελεστικότητας NC
 Φόρτιση: ομοιόμορφη Κατεύθυνση: 180,00 (+30%) -eZ



Εικόνα 5 - 10. Στιγμιότυπο φορέα κατά την 1^η διατμητική αστοχία
Φόρτιση: ομοιόμορφη Κατεύθυνση: 180,00 (+30%) -eZ

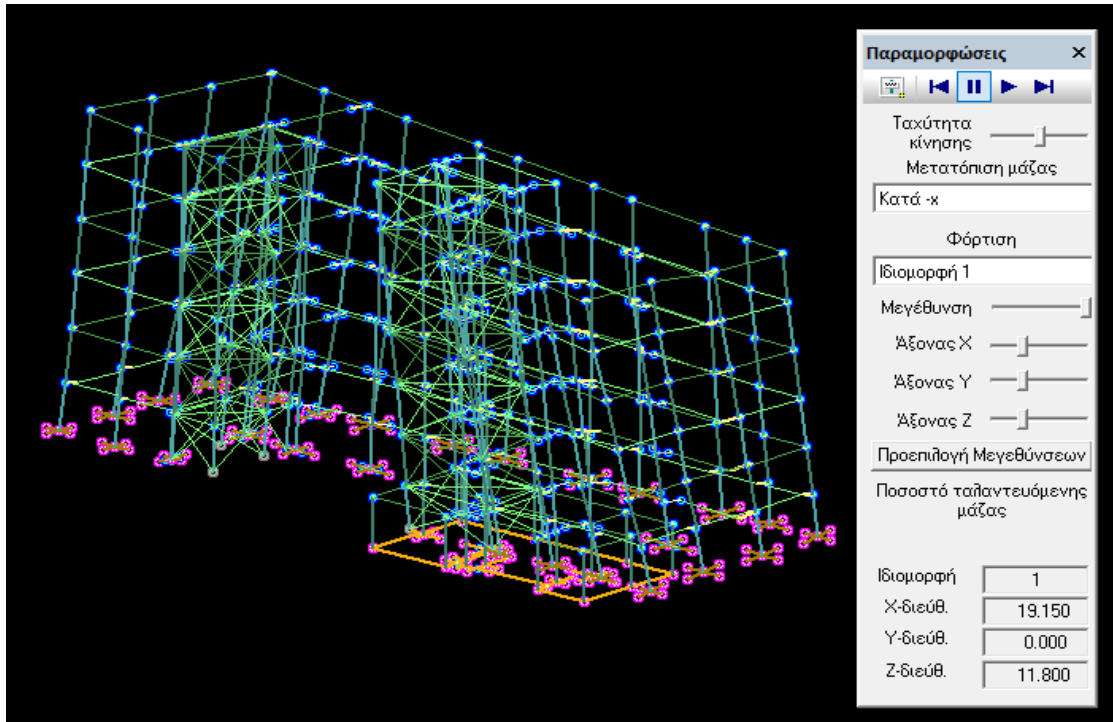
Οι παρατηρήσεις είναι ανάλογες με του παραδείγματος 1. Για το σημείο επιτελεστικότητας NC παρατηρούνται πλαστικές αρθρώσεις με $\theta = \theta_y$ σε δοκούς του φορέα. Η αντίστοιχη στάθμη δεν υπερβαίνεται, όπως και καμία άλλη. Η πρώτη διατμητική αστοχία εμφανίζεται πολύ νωρίς, πριν ακόμα σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις με $\theta = \theta_y$ σε υποστύλωμα και αφορά τον ίδιο στύλο με εκείνον του 1^{ου} παραδείγματος (διαφορετικός από αυτόν της αντίστοιχης περίπτωσης του υφιστάμενου φορέα). Αυτό ωστόσο δεν επηρεάζει την ασφάλεια καθώς, το σημείο επιτελεστικότητας NC, βρίσκεται πιο αριστερά στο φάσμα ικανότητας.

5.4.4 Ιδιομορφές του ενισχυμένου φορέα

Κατά την δυναμική φασματική μέθοδο, όπως αναφέρθηκε, προκύπτουν τέσσερις φορείς προς επίλυση τα αποτελέσματα των οποίων επαλληλίζονται. Για κάθε φορέα η κάθε ιδιομορφή, προκύπτει προφανώς διαφορετική. Παρουσιάζονται παρακάτω οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του ενισχυμένου φορέα.

- Ιδιομορφή 1

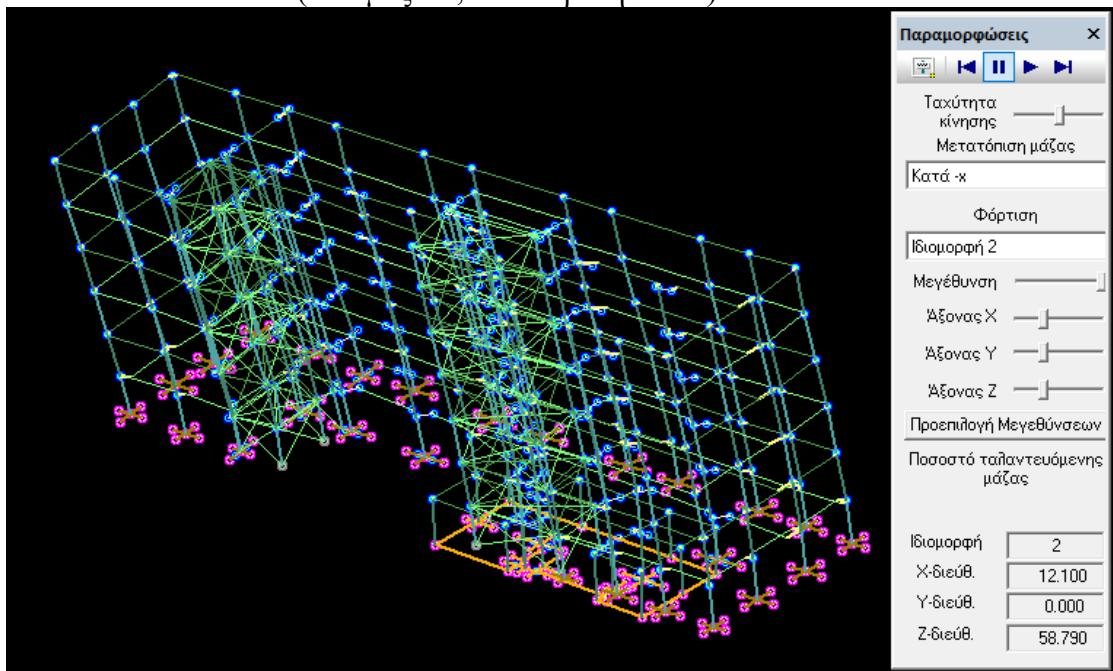
Η 1^η ιδιομορφή για όλους τους εξεταζόμενους φορείς, παρουσιάζει στροφική συνιστώσα κατά την απόκριση έκαστου φορέα. Το ποσοστό ωστόσο της ταλαντευόμενης μάζας που της αντιστοιχεί είναι σχετικά μικρό, όπως φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί, για έναν από τους τέσσερις προς επίλυση φορείς (Σεισμός: Z , Εκκεντρότητα: -X).



Εικόνα 5 - 11. Παραμόρφωση φορέα κατά την 1^η ιδιομορφή (Σεισμός: Z , Εκκεντρότητα: -X)

- Ιδιομορφή 2

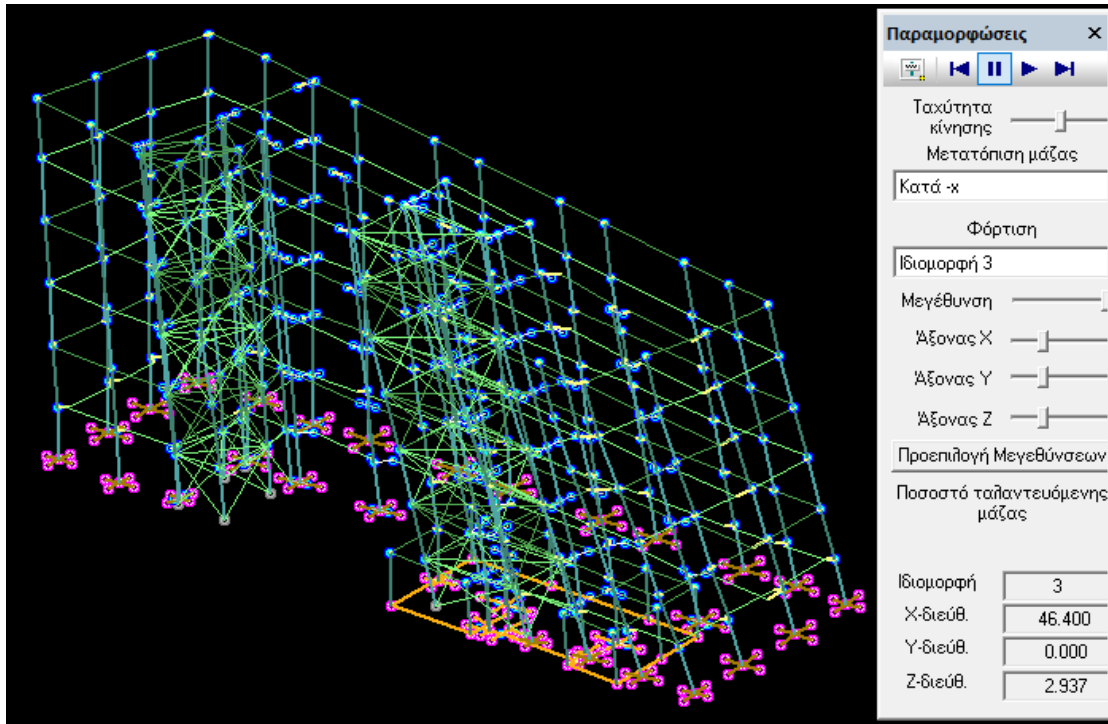
Η 2^η ιδιομορφή προκαλεί κυρίως μεταφορική απόκριση του φορέα. Το ποσοστό της ταλαντευόμενης μάζας που της αντιστοιχεί είναι σημαντικό, όπως φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί (Σεισμός: Z , Εκκεντρότητα: -X).



Εικόνα 5 - 12. Παραμόρφωση φορέα κατά την 2^η ιδιομορφή (Σεισμός: Z , Εκκεντρότητα: -X)

- Ιδιομορφή 3

Η 3^η ιδιομορφή προκαλεί μεν μεταφορική απόκριση του φορέα, αλλά με την ταυτόχρονη παρουσία στροφικής συνιστώσας λιγότερο έντονης σε σχέση με την 1^η ιδιομορφή. Το ποσοστό της ταλαντευόμενης μάζας είναι και εδώ σημαντικό.



Εικόνα 5 - 13. Παραμόρφωση φορέα κατά την 3^η ιδιομορφή (Σεισμός: Z , Εκκεντρότητα: -X)

5.4.5 Συμπεράσματα από την αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα

Καταγράφονται επιγραμματικά τα συμπεράσματα που προκύπτουν, από τα αποτελέσματα και τις παρατηρήσεις, όσον αφορά τις ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στον ενισχυμένο φορέα.

1. Ο στόχος σεισμικής ικανότητας B2 ικανοποιείται για όλες τις περιπτώσεις ανελαστικής ανάλυσης. Αυτό είναι αναμενόμενο καθώς, επάρκεια ως προς τον στόχο B2 παρουσιάζει και ο υφιστάμενος (χωρίς ενίσχυση) φορέας.

2. Ο στόχος σεισμικής ικανότητας Γ1 ικανοποιείται για όλες τις περιπτώσεις ανελαστικής ανάλυσης. Η απαιτούμενη μετακίνηση της κατασκευής, για τον σεισμό που αντιστοιχεί στον εξεταζόμενο στόχο, είναι πλέον μικρότερη από την μετακίνηση που αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας NC.

3. Η ικανοτική συμπεριφορά των στοιχείων της υφιστάμενης κατασκευής δεν αποκαθίσταται. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο εφόσον δεν έγιναν μεμονωμένες επεμβάσεις στα στοιχεία αυτά. Παύει ωστόσο να θίγει την ασφάλεια της κατασκευής καθώς, η συνολική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του δομήματος, μπορούμε να πούμε ότι δίνει το περιθώριο ώστε κάποια στοιχεία του ενισχυμένου φορέα (προφανώς τα υφιστάμενα), να μην συμπεριφερθούν ικανοτικά.

4. Οι διατμητικές αστοχίες των υφιστάμενων στοιχείων του ενισχυμένου φορέα, εξακολουθούν να συμβαίνουν για μικρές επιβαλλόμενες μετατοπίσεις, όπως άλλωστε είναι αναμενόμενο. Οι μετατοπίσεις αυτές ωστόσο δεν αναπτύσσονται κατά την δράση των εξεταζόμενων σεισμών. Κατά συνέπεια δεν θίγεται η ασφάλεια της νέας κατασκευής.

5. Όπως γίνεται φανερό στις καμπύλες ικανότητας του ενισχυμένου φορέα, η αντοχή και η δυσκαμψία του είναι σημαντικά αυξημένες, σε σχέση με αυτές του υφιστάμενου. Πρακτικά για να επιβληθεί η ίδια μετακίνηση στον ενισχυμένο φορέα, απαιτείται η εφαρμογή αρκετά μεγαλύτερων οριζόντιων φορτίων. Τα προστιθέμενα στοιχεία αναλαμβάνουν σημαντικό μέρος της αναπτυσσόμενης έντασης και ανακουφίζουν τα υφιστάμενα.

6. Ο ενισχυμένος φορέας υπερτερεί και σε πλαστιμότητα συνολικά. Οι νέοι φορείς έχουν τοποθετηθεί με τρόπο ώστε να περιορίζουν τις παραμορφώσεις και να παραλαμβάνουν μεγάλο μέρος της έντασης, των πιο ευάλωτων στοιχείων του υφιστάμενου φορέα (στοιχεία που δεν συμπεριφέρονται ικανοτικά, αστοχούν σε διάτμηση νωρίς και εμφανίζουν πρώτα αστοχίες). Επιπλέον η προσθήκη των νέων στοιχείων, αυξάνει την υπερστατικότητα της κατασκευής και δίνει την δυνατότητα περαιτέρω παραμορφώσεων μέχρι τον σχηματισμό μηχανισμού κατάρρευσης. Οι παράγοντες αυτοί αυξάνουν την πλαστιμότητα του δομήματος, για το οποίο ολοκληρώνονται πλέον όλες (και οι 32) αναλύσεις pushover.

7. Στις πρώτες τρεις ιδιομορφές του ενισχυμένου φορέα, εξακολουθούν να εμφανίζονται στρωφικές συνιστώσες. Το γεγονός αυτό, όπως αποδεικνύεται από τον έλεγχο στοχευόμενης ικανότητας, δεν οδηγεί σε υπέρβαση κάποιου στόχου σεισμικής ικανότητας.

Ως γενικό συμπέρασμα προκύπτει πλέον ότι, η σεισμική συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα είναι ικανοποιητική και επαρκής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας πλέον ικανοποιούνται, συνθήκη αναγκαία και ικανή ώστε να χαρακτηριστεί ο φορέας ασφαλής. Λεπτομερέστερη παρουσίαση των συμπερασμάτων και της συγκριτικής αποτίμησης των δύο φορέων (υφιστάμενου και ενισχυμένου), θα γίνει στο 6^ο κεφάλαιο.

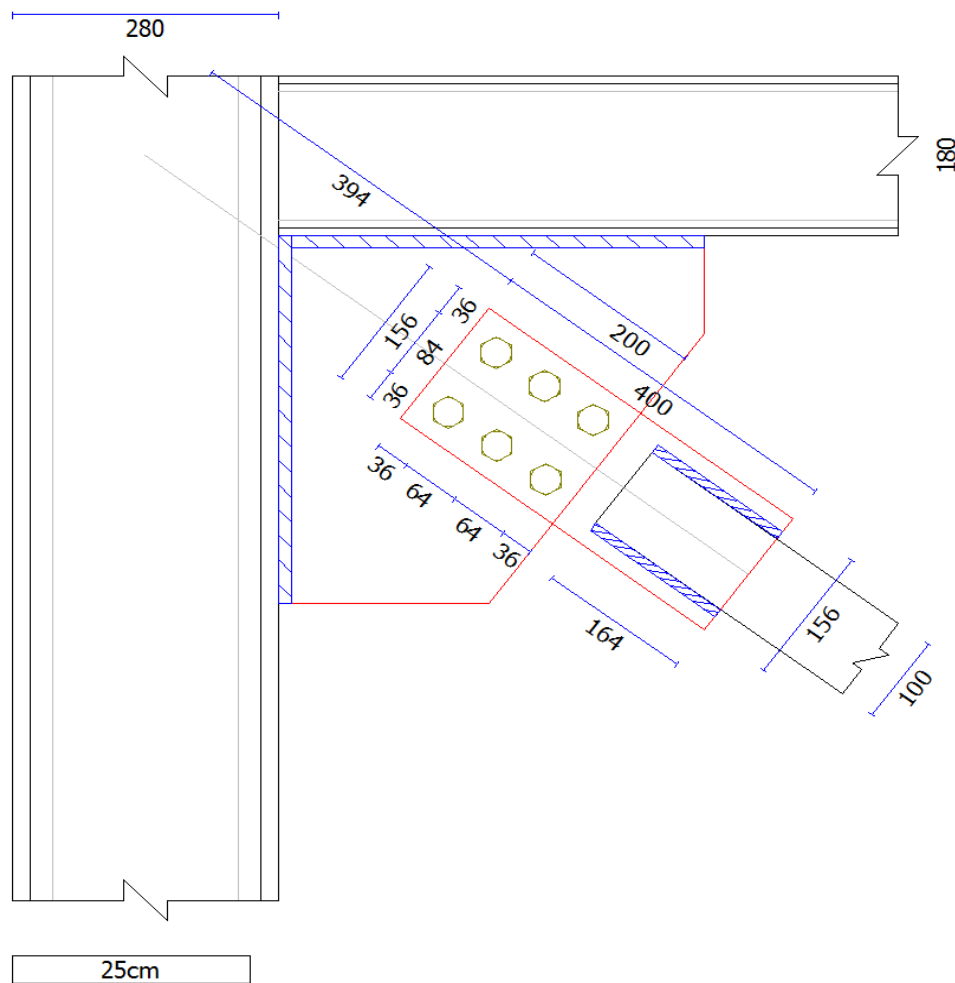
5.5 Συνδέσεις των νέων μεταλλικών φορέων

Οι συνδέσεις των νέων μεταλλικών φορέων αφορούν δύο περιπτώσεις σύνδεσης.

- Σύνδεση στοιχείων των μεταλλικών φορέων με στοιχεία του υφιστάμενου
- Σύνδεση μεταξύ των στοιχείων των μεταλλικών φορέων

Οι συνδέσεις της πρώτης περίπτωσης, αφορούν την σύνδεση μεταλλικών στοιχείων με στοιχεία σκυροδέματος. Η σύνδεση θα γίνει με την βοήθεια αγκυρίων, που θα εξασφαλίζουν την σύνδεση μεταλλικών μετωπικών πλακών με το κτίριο σκυροδέματος. Οι μεταλλικές πλάκες εν συνεχεία θα συνδεθούν αρθρωτά με τα στοιχεία του μεταλλικού φορέα, όπως προβλέπεται κατά την μελέτη (προσομοίωμα). Όσον αφορά τις συνδέσεις μεταξύ των μεταλλικών στοιχείων, είναι προφανώς αδύνατο να παρουσιαστούν όλες, για τον λόγο αυτό επιλέγονται και παρουσιάζονται ορισμένες χαρακτηριστικές.

5.5.1 Σύνδεση υποστύλωματος K186(0) με κατακόρυφο διαγώνιο σύνδεσμο Λ37.1



Σκαρίφημα 5 - 1. Σύνδεση K186(0) με Λ37.1

Παρουσιάζονται παρακάτω τα γεωμετρικά δεδομένα της σύνδεσης και τα αποτελέσματα των αντίστοιχων ελέγχων:

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία διαγωνίου μέλους

Όνομα διατομής	SHS 100x10
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 280
Υψος διατομής [h]	280,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	280,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	18,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.3 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 180
Υψος διατομής [h]	180,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	91,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,30 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.4 Δεδομένα κομβοελάσματος σύνδεσης

Μήκος κομβοελάσματος [Lx1]	449,7 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy1]	10,0 mm
Μήκος κομβοελάσματος [Lx2]	417,2 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy2]	10,0 mm
Πάχος κομβοελάσματος [t]	15,0 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.5 Δεδομένα κοχλιών (επί του διαγωνίου)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M22
Διάμετρος κοχλία [D]	22,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	380,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	303,00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	3
Απόσταση από άκρο [e1]	36
Καθετη απόσταση [p1]	64
Απόσταση από άκρο [e2]	36
Οριζόντια απόσταση [p2]	84

Μέγιστη Αξονική δύναμη:

$$N_{Ed} = 497,93 \text{ kN}$$

3.1 Ελεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{pl,Rd} = 820,15 \text{ kN} \geq 497,93 \text{ kN}$$

3.2 Αντοχή Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{q,Rd} = 1099,80 \text{ kN} \geq 497,93 \text{ kN}$$

Αντοχή σε Θραύση:

$$N_{qu,Rd} = 933,12 \text{ kN} \geq 497,93 \text{ kN}$$

3.3 Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ενδιάμ.Ελάσματος-Διαγωνίου

Διατμητική τάση συγκόλλησης:

$$T_w = 54,2 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης:

$$f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 54,2 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):

$$N_{w,Rd} = 1908,86 \text{ kN} \geq 497,93 \text{ kN}$$

3.4 Ελεγχοι κοχλίωσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:

$$F_{v,Ed} = 82,99 \text{ kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:

$$F_{v0,d,Rd} = 291,84 \text{ kN} \geq 82,99 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική):

$$F_{b,q,Rd} = 118,80 \text{ kN} \geq 82,99 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας Κομβοελάσματος

$$F_{b,p,Rd} = 118,80 \text{ kN} \geq 82,99 \text{ kN}$$

3.5 Ελεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη:

$$N_{x,Ed} = 399,28 \text{ kN}$$

Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη:

$$N_{y,Ed} = 297,50 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (οριζόντια):

$$N_{px,Rd} = 1381,76 \text{ kN} \geq 399,28 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (κατακόρυφα):

$$N_{py,Rd} = 1373,82 \text{ kN} \geq 297,50 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική):

$$N_{p,Rd} = 1723,15 \text{ kN} \geq 497,93 \text{ kN}$$

3.6 Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού/Στύλου

Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):

$$M_{w,Ed} = 0,33 \text{ kNm}$$

Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:

$$\sigma_{w,b} = 28,9 \text{ MPa}$$

Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:

$$\sigma_{w,c} = 28,9 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:

$$f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 28,9 \text{ MPa}$$

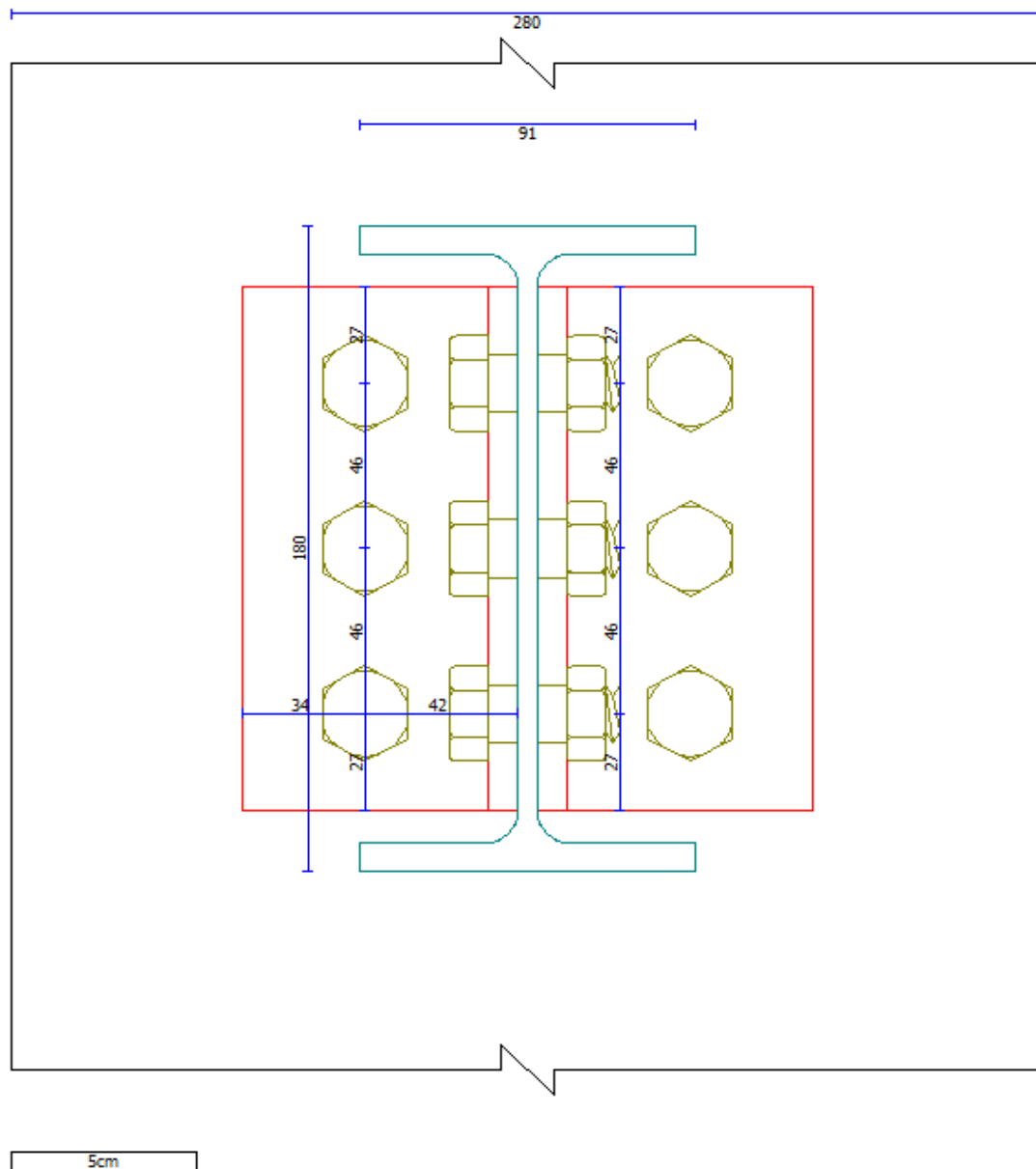
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:

$$f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 28,9 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική):

$$N_{w,Rd} = 3583,84 \text{ kN} \geq 497,93 \text{ kN}$$

5.5.2 Σύνδεση υποστυλώματος K186(0) με οριζόντια δοκό Δ53.1



Σκαρίφημα 5 - 2. Σύνδεση K186(0) με Δ53.1

Ακολουθούν τα γεωμετρικά δεδομένα της σύνδεσης και τα αποτελέσματα των ελέγχων.

2.1.1 Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 280
Ύψος διατομής [h]	280,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	280,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	18,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 180
Ύψος διατομής [h]	180,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	91,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,30 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.3 Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	7
Ύψος διατομής [h]	75,00 mm
Πάχος κορμού [t]	8,00 mm
Επιφάνεια [A]	11,40 cm ²
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

2.1.4 Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	146,00 mm
Ανοχή γωνιακού [a]	10,00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	17,00 mm

2.1.5 Δεδομένα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa

Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm ²

Αριθμός γραμμών κοχλιών	3
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	46
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

2.1.6 Δεδομένα κοχλιών (επί της δοκού)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [f_u]	800 MPa
Όριο διαρροής [f_y]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [A_s]	201,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [A_n]	157,00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	3
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	46
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης τέμνουσας:

Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 0,48 \text{ kN}$

3.1 Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed} = 0,08 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd} = 76,85 \text{ kN} \geq 0,08 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd} = 46,08 \text{ kN} \geq 0,08 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd} = 124,80 \text{ kN} \geq 0,08 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 217,09 \text{ kN} \geq 0,48 \text{ kN}$

3.2 Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 0,02 \text{ kNm}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 0,16 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 1,30 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 1,31 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd} = 154,37 \text{ kN} \geq 1,31 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 46,08 \text{ kN} \geq 0,16 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 42,94 \text{ kN} \geq 1,30 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 36,75 \text{ kN} \geq 0,16 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 26,75 \text{ kN} \geq 1,30 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd} = 316,94 \text{ kN} \geq 0,48 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd} = 16,92 \text{ kNm} \geq 0,02 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 217,09 \text{ kN} \geq 0,48 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd} = 152,64 \text{ kN} \geq 0,48 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd} = 39,10 \text{ kNm} \geq 0,02 \text{ kNm}$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd} = 82,61 \text{ kN} \geq 0,48 \text{ kN}$

6 Συμπεράσματα

Σύμφωνα με την μελέτη που προηγήθηκε, προέκυψαν τα αποτελέσματα από την σεισμική αποτίμηση δύο φορέων, του υφιστάμενου και του ενισχυμένου. Η επεξεργασία και σύγκριση των αποτελεσμάτων οδηγεί στα παρακάτω συμπεράσματα:

- 1) Στάθμη επιτελεστικότητας DL (Περιορισμός Βλαβών): Η στάθμη αυτή καθορίζεται από το πρώτο υποστύλωμα, που θα αναπτύξει γωνία στροφής χορδής $\theta=\theta_y$. Βάσει του κανονισμού το κριτήριο αυτό, αφορά οποιοδήποτε κύριο μέλος (δοκό ή υποστύλωμα). Στο πρόγραμμα ωστόσο δεν προβλέπεται για την στάθμη αυτή η παραπάνω επιλογή. Περιλαμβάνοντας και δοκούς στο κριτήριο, λαμβάνονται υπόψη και οι δευτερεύουσες δοκοί (π.χ. ενισχυμένες ζώνες), με αποτέλεσμα η στάθμη να μην καθορίζεται σωστά. Εξάλλου ο κανονισμός δεν είναι δεσμευτικός, για την χρησιμοποίηση της συγκεκριμένης στάθμης στους ελεγχόμενους στόχους. Με τα δεδομένα αυτά και με βάση το αρχικό κριτήριο, η στάθμη τοποθετήθηκε στο φάσμα ικανότητας και ελέγχθηκε για λόγους εποπτείας. Το συμπέρασμα που προέκυψε είναι ότι, σε κανέναν από τους δύο φορείς και για καμία περίπτωση φόρτισης, δεν υπάρχει υπέρβαση της στάθμης DL, προφανώς για το αντίστοιχο επίπεδο σεισμικής έντασης.
- 2) Στάθμη επιτελεστικότητας SD (Σημαντικές Βλάβες): Η στάθμη αυτή χρησιμοποιείται, για τον καθορισμό του στόχου σεισμικής ικανότητας B2. Σε κανέναν από τους δύο φορείς δεν υπερβαίνεται ο στόχος αυτός. Παρατηρώντας ωστόσο τα φάσματα απαίτησης – ικανότητας (ADRS) και την θέση του σημείου επιτελεστικότητας, για το αντίστοιχο επίπεδο σεισμικής έντασης, προκύπτει ότι: Στον ενισχυμένο φορέα δεν υπάρχει υπέρβαση ούτε της στάθμης DL, όπως ορίζεται εδώ, για καμία περίπτωση φόρτισης. Αντίθετα υπάρχουν περιπτώσεις φορτίσεων, όπου για τον υφιστάμενο φορέα, η στάθμη DL υπερβαίνεται. Συμπερασματικά, αν και για τον δεδομένο στόχο σεισμικής ικανότητας (B2) δεν κρίνεται απαραίτητο, η ενίσχυση βελτιώνει την συμπεριφορά του φορέα ως προς τον στόχο αυτό.
- 3) Στάθμη επιτελεστικότητας NC (Οιονεί Κατάρρευση): Η στάθμη αυτή χρησιμοποιείται, για τον καθορισμό του στόχου σεισμικής ικανότητας Γ1. Στον υφιστάμενο φορέα υπάρχει υπέρβαση του στόχου αυτού, για τις περισσότερες περιπτώσεις φόρτισης (pushover). Στον ενισχυμένο φορέα, για καμία περίπτωση φόρτισης, δεν υπάρχει υπέρβαση του στόχου Γ1. Συνεπώς ο ενισχυμένος φορέας, ανταποκρίνεται με επάρκεια, απέναντι και στους δύο προκαθορισμένους (με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.), στόχους σεισμικής ικανότητας B2 και Γ1. Το γεγονός αυτό αποτελεί συνθήκη αναγκαία και ικανή, για την ασφάλεια του ενισχυμένου φορέα.
- 4) Οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου της κατασκευής, που αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, είναι μεγαλύτερες στον υφιστάμενο σε σχέση με τον ενισχυμένο φορέα. Ταυτόχρονα οι αντίστοιχες στις μετακινήσεις αναπτυσσόμενες εντάσεις, είναι μεγαλύτερες στον ενισχυμένο φορέα, ενώ για ίδιες μετακινήσεις στους δύο φορείς απαιτείται

η ανάπτυξη πολύ μεγαλύτερων εντάσεων στον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι, ο ενισχυμένος φορέας συμπεριφέρεται πιο δύσκαμπτα και διαθέτει μεγαλύτερη αντοχή (αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας). Δηλαδή ενδεχόμενος σεισμός ίδιας έντασης για τους δύο φορείς, θα απαιτήσει σημαντικά μικρότερες μετακινήσεις από τον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Αυτός άλλωστε ήταν και ο στόχος της σχεδιαζόμενης λύσης ενίσχυσης.

- 5) Παρατηρώντας τον «ελαστικό κλάδο», στις καμπύλες ικανότητας υφιστάμενου και ενισχυμένου φορέα, διαπιστώνουμε ότι η κλίση είναι μεγαλύτερη στον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο. Το γεγονός αυτό αποδεικνύει την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα, ύστερα από την εφαρμοζόμενη ενίσχυση ($K_{eEN} > K_{eYF}$).
- 6) Σημείο α_u : Αντιστοιχεί στο σημείο καμψής της καμπύλης ικανότητας, στην μετακίνηση δηλαδή όπου αναπτύσσεται στον φορέα η μέγιστη τέμνουσα βάση. Έκτοτε οι παραμορφώσεις εξελίσσονται, χωρίς αύξηση των επιβαλλόμενων δυνάμεων. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε περίπου κοινές μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου για τους δύο φορείς, με την αντίστοιχη αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάση όμως να είναι αρκετά μεγαλύτερη στον ενισχυμένο φορέα. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο εφόσον, τα υφιστάμενα στοιχεία αναμένεται να αστοχήσουν για κοντινές μετακινήσεις είτε πρόκειται για τον υφιστάμενο είτε για τον ενισχυμένο φορέα. Η διαφορά είναι πως η αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάση, είναι πολύ μεγαλύτερη στον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Έτσι πιο δύσκολα (μεγαλύτερος σεισμός), ο ενισχυμένος φορέας θα φτάσει στην μετακίνηση αυτή (αύξηση δυσκαμψίας).
- 7) Σημείο α_1 : Αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή οποιουδήποτε μέλους της κατασκευής. Σε κάθε περίπτωση, η διαρροή αφορά κάποια από τις ενισχυμένες ζώνες της κατασκευής, που αστοχούν για πολύ μικρές επιβαλλόμενες μετακινήσεις. Στον ενισχυμένο φορέα, το σημείο αυτό βρίσκεται πιο ψηλά σε σχέση με τον υφιστάμενο. Αυτό σημαίνει ότι, η αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάση για την διαρροή είναι μεγαλύτερη στον ενισχυμένο φορέα (αύξηση δυσκαμψίας).
- 8) Λόγος α_u/α_1 : Ο λόγος αυτός αντιστοιχεί στον λόγο, της μέγιστης αναπτυσσόμενης τέμνουσας βάσης προς την τέμνουσα βάση που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή. Ο λόγος αυτός είναι πλασματικός καθώς, η πρώτη διαρροή (α_1) αφορά και δευτερεύοντα μέλη (όπως οι ενισχυμένες ζώνες), ενώ θα έπρεπε να αντιστοιχούσε μόνο σε πρωτεύοντα μέλη. Είναι πάντως μικρότερος στον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα, που σημαίνει ότι τα α_u και α_1 , αυξάνονται μεν ωστόσο δυσανάλογα.
- 9) Από τα ADRS διαγράμματα προκύπτει ότι, οι περιπτώσεις φόρτισης όπου η διατμητική αστοχία στον φορέα προηγείται, του σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης σε κάποιο μέλος με $\theta = \theta_u$, είναι λιγότερες στον ενισχυμένο σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Το γεγονός αυτό αποδεικνύει την σωστή τοποθέτηση (διάταξη), των κατασκευών ενίσχυσης κοντά στα πιο ευάλωτα υφιστάμενα στοιχεία. Τα περισσότερα υποστυλώματα του υφιστάμενου φορέα, που εμφάνιζαν πρώτα διατμητικές αστοχίες, βρίσκονται κοντά στις κατασκευές ενίσχυσης. Οι νέοι μεταλλικοί φορείς, παραλαμβάνουν άμεσα σημαντικό μέρος της έντασης που αντιστοιχούσε σε αυτά. Έτσι οι πρώτες διατμητικές αστοχίες εμφανίζονται, σε άλλα υφιστάμενα στοιχεία του νέου

ενισχυμένου φορέα, που αστοχούν διατμητικά για μεγαλύτερες επιβαλλόμενες παραμορφώσεις και άρα μεταγενέστερα.

- 10) Η ανεπάρκεια ως προς τον ικανοτικό σχεδιασμό, όσον αφορά τα στοιχεία του υφιστάμενου, δεν αποκαταστάθηκε. Άλλωστε σκοπός δεν ήταν η ενίσχυση κάθε μεμονωμένου μέλους (αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και τοπικής πλαστιμότητας), αλλά η απομείωση των δράσεων επί αυτών. Επιχειρήθηκε δηλαδή με έμμεσο τρόπο η προστασία του δομήματος, από τις αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις και η ικανοποίηση των στόχων σεισμικής ικανότητας για τη νέα ενιαία κατασκευή.
- 11) Αποδείχθηκε πως η συνολική αντοχή και δυσκαμψία του νέου φορέα αυξήθηκε. Κατά την εφαρμογή της pushover στον υφιστάμενο φορέα, υπήρξαν πολλές περιπτώσεις όπου η ανάλυση δεν ολοκληρώθηκε (οι επιβαλλόμενες μετατοπίσεις δεν έφτασαν την καθορισμένη τιμή). Αυτό αποδίδεται στον σχηματισμό μηχανισμού κατάρρευσης και σηματοδοτείται από το μικρό μήκος του οριζόντιου κλάδου, στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής. Αντίθετα στον ενισχυμένο φορέα, όλες οι ανελαστικές αναλύσεις ολοκληρώθηκαν και ο μετελαστικός οριζόντιος κλάδος της κατασκευής, παρουσιάζει αρκετά μεγαλύτερο μήκος. Συμπεραίνουμε επομένως πως, η προσδιδόμενη με την ενίσχυση υπερστατικότητα (εφεδρείες αντοχής), οδήγησε στην αύξηση της συνολικής πλαστιμότητας της κατασκευής.
- 12) Όπως προέκυψε από τους λόγους ανεπάρκειας των μελών, κατά τις ανελαστικές αναλύσεις: Τα κύρια μέλη που πρόκειται πρώτα να διαρρεύσουν, τουλάχιστον σε ότι αφορά τα μεταλλικά πλαίσια, είναι οι κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι. Αυτό είναι σκόπιμο καθώς, η δυνατότητα για κατανάλωση σεισμικής ενέργειας από την κατασκευή μεγιστοποιείται (αύξηση πλαστιμότητας). Επιπλέον τα μέλη αυτά είναι αντικαταστάσιμα.
- 13) Στις τρεις πρώτες ιδιομορφές του φορέα, εξακολουθούν να υπάρχουν στροφικές συνιστώσες. Ο παράγοντας αυτός δεν φαίνεται να βελτιώνεται σημαντικά, ωστόσο οι προκαθορισμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας, πλέον ικανοποιούνται.
- 14) Το εύρος διακύμανσης της αναπτυσσόμενης τέμνουσας βάσης για τον σχηματισμό, της πρώτης πλαστικής άρθρωσης με $\theta = \theta_u$ (στάθμη NC) είναι για τον υφιστάμενο φορέα: $1470,0 \leq F_b \leq 3515,6$ KN και για τον ενισχυμένο: $4419,0 \leq F_b \leq 6209,7$ KN. Πέραν της προφανούς αύξησης αντοχής και δυσκαμψίας του φορέα, προκύπτει ένα ακόμα συμπέρασμα. Υπολογίζοντας την διαφορά μεταξύ, μέγιστης και ελάχιστης τιμής για κάθε περίπτωση: $\delta F_{bυφ.} = 2045,6$ KN $>$ $\delta F_{bεν.} = 1790,70$ KN. Μπορούμε επομένως να συμπεράνουμε πως, ο ενισχυμένος φορέας παρουσιάζει μία πιο ομοιόμορφη συμπεριφορά, ως προς την αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάση, για κάθε περίπτωση (άρα και διεύθυνση) φόρτισης.
- 15) Η αναφερόμενη παραπάνω, απομείωση των αναπτυσσόμενων εντάσεων, στα υφιστάμενα στοιχεία, οδηγεί επιπλέον σε ανακούφιση των στοιχείων της θεμελίωσης.

Η εφαρμοζόμενη λύση ενίσχυσης, πέραν των τεχνικών πληροί και άλλα γενικά κριτήρια. Συγκεκριμένα πρόκειται για λύση σχετικά οικονομική με μικρό προβλεπόμενο χρόνο κατασκευής. Κατά την διάρκεια των εργασιών η χρήση του κτιρίου δεν διακόπτεται, με εξαίρεση τις χρησιμοποιούμενες στην πιλοτή θέσεις

στάθμευσης. Με το πέρας των εργασιών, κάθε προηγούμενη χρήση και λειτουργία του κτιρίου αποκαθίσταται. Ακόμη οι νέες κατασκευές προβλέπεται να κατασκευαστούν σε χώρο τέτοιο ώστε, η υπάρχουσα φυσιογνωμία του κτιρίου (κύριες όψεις), να διατηρείται αμετάβλητη. Τέλος θα μπορούσαμε να πούμε πως, η παρούσα μελέτη αποτίμησης – ενίσχυσης, αναδεικνύει την δυνατότητα των μεταλλικών φορέων, για τον σχεδιασμό και την εφαρμογή αντισεισμικών ενισχύσεων σε υφιστάμενα κτίρια σκυροδέματος.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βαρκαράκης Κ. (1988). «Επίλυση και σχεδιασμός των γραμμικών φορέων με τη θεωρία της πλαστικότητας». Αθήνα.
4. Νάκος Β., Ζάννου Δ., Μαραβελάκη Ε., Τσαούση Α., Βουγιούκας Ε., (Ιούνιος 2005). "Αποτίμηση του υφιστάμενου δομικού πλούτου της χώρας.", ΤΕΕ/ΕΠΑΝΤΥΚ, Αθήνα.
5. LH Λογισμική. (2013). «Pushover Θεωρητικά στοιχεία». LH Λογισμική, Αθήνα.
6. LH Λογισμική. (2015). «FESPA 15 Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς». LH Λογισμική, Αθήνα.
7. ΟΑΣΠ. (Ιούλιος 2013). «ΚΑΝ.ΕΠΕ». ΟΑΣΠ, Αθήνα.
8. Παπαδρακάκης Μ. (2011). «Μαθήματα Στατικής V Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων - Σύγχρονες Μέθοδοι». Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.
9. Ρεπαπής Κ., Βιντζηλαίου Ε., Ζέρης Χ., (2006). "Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης". 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, ΤΕΕ,ΕΤΕΚ.
10. Σώκος Ε. «Αντισεισμικοί κανονισμοί». Πάτρα.
11. ΦΕΚ 160. (Ιούλιος 1954). «Κανονισμοί για την μελέτη και εκτέλεση έργων από ωπλισμένο σκυρόδεμα». Εθνικό Τυπογραφείο, Αθήνα.
12. ΦΕΚ 36Α. (Φεβρουάριος 1959). «Αντισεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων». Εθνικό Τυπογραφείο, Αθήνα.
13. Ψυχάρης Γ. (2015). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας». Αθήνα.
14. CEN/TC250. (2007). « Structural_Eurocodes». CEN.