



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη Σχολικού Κτιρίου με Καινοτόμα  
Συστήματα Σύμμικτων Δοκών και Αντισεισμικά  
Συστήματα FUSEIS



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νικόλαος Ι. Γαλανάκης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016 17



Γαλανάκης Ν. Ι. (2016).  
Μελέτη σχολικού κτιρίου με καινοτόμα συστήματα σύμμικτων δοκών και αντισεισμικά  
συστήματα FUSEIS  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016 17  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Galanakis N. I. (2016).  
Design of a two-storey school building with innovative composite beams and innovative  
energy dissipation systems  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016 17  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	6
Abstract .....	7
Ευχαριστίες .....	8
1 Περιγραφή μελέτης.....	9
1.1 Γενικά.....	9
1.2 Φάσεις Κατασκευής (Construction Stage Manager) .....	14
2 Φορτία.....	16
2.1 Κατηγορίες φορτίσεων .....	16
2.2 Συνδυασμοί Δράσεων.....	17
3 Στατική Ανάλυση και Διαστασιολόγηση του φορέα.....	18
3.1 Εγκιβωτισμένες σιδηροδοκοί τραπεζοειδούς μορφής σε σκυρόδεμα .....	18
3.1.1 Γενικά.....	18
3.1.2 Διαστασιολόγηση των Deltabeams .....	20
3.1.3 Έλεγχος δοκαριού έδρασης των deltabeams.....	30
3.2 Προκατασκευασμένες προεντεταμένες πλάκες με διαμήκεις οπές .....	31
3.2.1 Γενικά.....	31
3.2.2 Ειδικά θέματα που σχετίζονται με Π-Δ-Ο.....	32
3.2.3 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση Hollow core slabs .....	35
3.2.4 Κατασκευαστικές πληροφορίες.....	41
3.2.5 Μείωση του ύψους του κτιρίου – οικονομία χώρου .....	42
3.3 Υποστυλώματα.....	42
3.4 Διαστασιολογηση διαδρόμου .....	44
3.5 Όπλιση τοίχου .....	46
4 Λειτουργικότητα φορέα.....	50
4.1 Βέλη.....	50
4.2 Ταλαντώσεις πατωμάτων .....	51
5 Αντισεισμικά συστήματα του κτιρίου .....	55
5.1 Γενικά.....	55
5.1.1 Επιρροή αρχικών ατελειών .....	56
5.1.2 Φαινόμενα δευτέρας τάξεως .....	56
5.1.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.....	57
5.1.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	59
5.3 Σύστημα FUSEIS .....	60
5.3.1 Περιγραφή διάταξης συστήματος FUSEIS .....	61
5.3.2 Τμήματα απομειωμένης διατομής - dogbones .....	62
5.3.3 Χαρακτηριστικά των dogbones – προσομοίωση στο Sofistik .....	63
5.3.4 Προσδιορισμός χαρακτηριστικών των dogbones.....	64
5.3.5 Ανελαστικός σχεδιασμός του συστήματος FUSEIS .....	66
5.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμνίας με συνδέσεις INERD.....	71
5.4.1 Γενικά.....	71
5.4.2 Κανόνες σχεδιασμού και προσδιορισμός αντοχής συνδέσεων INERD .....	73
5.4.3 Διαστασιολόγηση της σύνδεσης INERD .....	78
6 Επίλυση κτιρίου με τη στατική μη γραμμική ανάλυση .....	91
6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας .....	91

6.2	Ανάλυση Pushover στη διεύθυνση $y$ –Σύστημα FUSEIS .....	91
6.3	Ανάλυση Pushover στη διεύθυνση $x$ – Συνδέσεις INERD.....	93
7	Συμπεράσματα.....	95

**Μελέτη Σχολικού Κτιρίου με Καινοτόμα Συστήματα Σύμμικτων Δοκών  
και Αντισεισμικά Συστήματα FUSEIS**  
Γαλανάκης Ν. Ι. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

### **Περίληψη**

Σκοπός αυτής της εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη ενός δύοροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Αντί των συμβατικών τρόπων παρασκευής οριζόντιων πατωμάτων, στην εν λόγω μελέτη χρησιμοποιούνται καινοτόμα μεταλλικά δοκάρια τραπεζοειδούς μορφής τα οποία εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα, καθώς και προκατασκευασμένες πλάκες που εδράζονται πάνω σε αυτά, με αποτέλεσμα το σύστημα προσφέρει υψηλές αντοχές και δυνατότητα κάλυψης μεγάλων ανοιγμάτων με μικρό στατικό ύψος.

Για την παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου χρησιμοποιούνται, αντί των συνηθισμένων συστημάτων δυσκαμψίας, το σύστημα FUSEIS στη διεύθυνση  $x$  του κτιρίου και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD στην άλλη διεύθυνση. Και τα δύο συστήματα αποτελούν καινοτόμες αντισεισμικές μεθόδους, που αποτέλεσαν και αποτελούν αντικείμενο μελέτης και πειραματικής εφαρμογής του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Η υπεροχή των συστημάτων αυτών έναντι των άλλων συστημάτων δυσκαμψίας είναι η δυνατότητα επισκευής ή αντικατάστασης τους έπειτα από ένα επιβλαβές σεισμικό γεγονός.

Η ανάλυση γίνεται με τη χρήση του υπολογιστικού προγράμματος Sofistik, ενώ διάφορες κατασκευαστικές λεπτομέρειες αποδόθηκαν για μεγαλύτερη ευκρίνεια με το πρόγραμμα AutoCad.

Τέλος, το κτίριο μελετήθηκε ώστε να καλύπτει τις απαιτήσεις του ανελαστικού σχεδιασμού για τα φορτία της σεισμικής δράσης. Ακολούθησε και η μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου (Push over analysis), βάση της οποίας εξετάζεται η απόκριση της κατασκευής.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2016 17

**Design of a two-storey school building with innovative composite beams  
and innovative energy dissipation systems**

Galanakis N. I. (supervised by Vayas I.)

**Abstract**

The purpose of this diploma thesis is the design and study, of a two-storey building with load-bearing steel. Instead of conventional modes of manufacturing horizontal floors, in this study, innovative composite beams is being used, the so-called deltabeams. These beams are combined with Precast prestressed slabs in order to provide high flexural strength and the ability to cover large openings with the lowest possible structural height of the floor.

For the collection and transport of the horizontal forces acting perpendicular to the fronts of the building to the foundation, system Fuseis1-1 of dogbone type and steel frames with INERD connections are used instead of the usual stiffness systems. These innovative energy dissipation systems are subject of study and experimentation of Institute of Steel Structures of NTUA. The main advantage of system Fuseis and INERD connections over other stiffness systems is that these elements are easily replaceable if they are plastically deformed or damaged after a strong seismic event.

The analysis is performed using the computer program Sofistik, and various construction details were attributed for greater clarity by the program AutoCad.

Finally, the building was studied in order to meet the requirements of both the elastic and the anelastic analysis for seismic loads. Following this, nonlinear static analysis (push over analysis) was made in order to examine the response of the structure.

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή Ιωάννη Βάγια για την ανάθεση της συγκεκριμένης εργασίας και τη συμβολή του στην ολοκλήρωση της. Οφείλω επίσης να ευχαριστήσω την υποψήφια διδάκτωρ του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών Στέλλα Αυγερινού καθώς και τον Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής, κ. Παύλο Θανόπουλο, για την βοήθεια τους.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω το φίλο μου Μιχάλη.

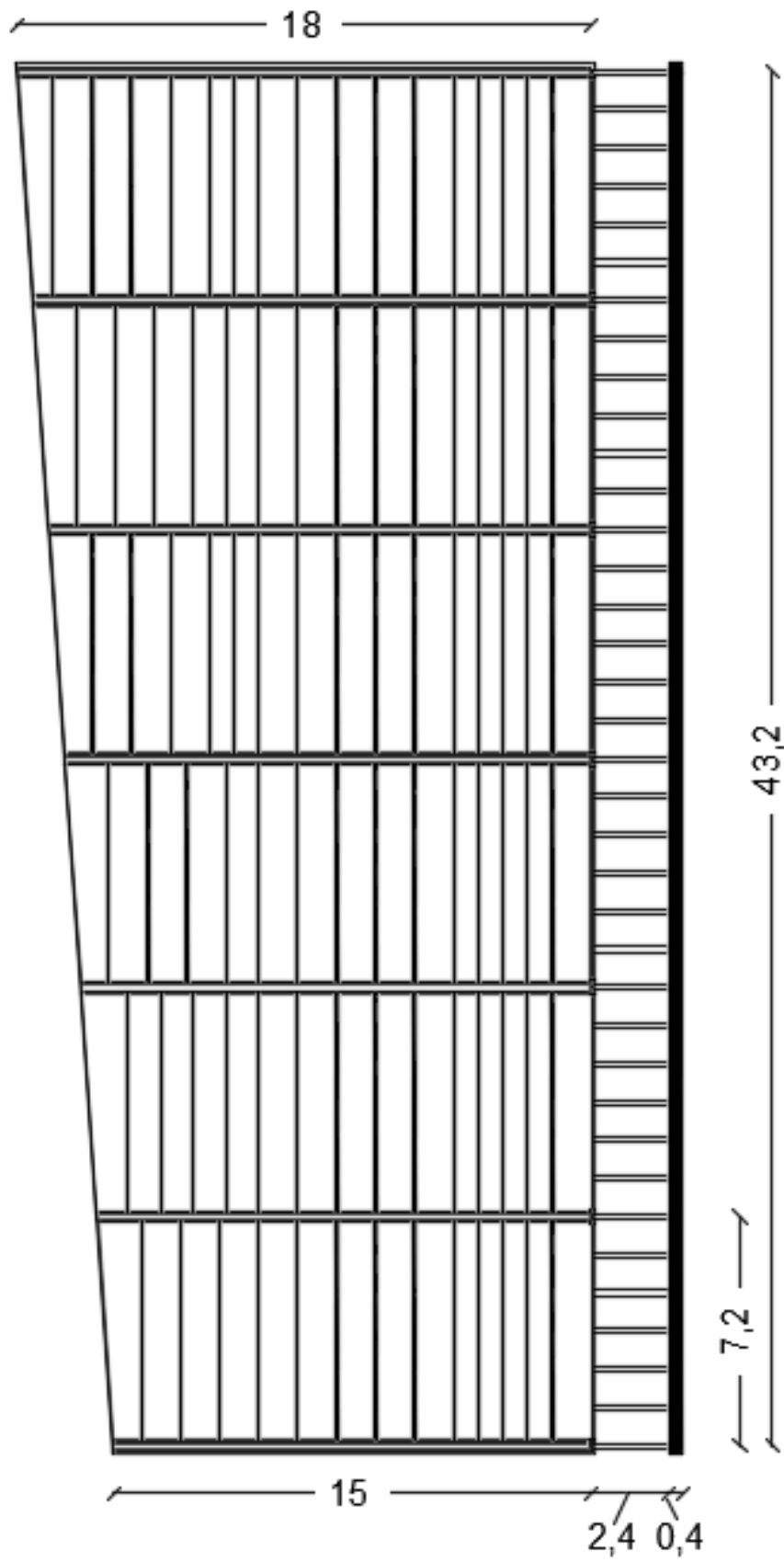


# 1 Περιγραφή μελέτης

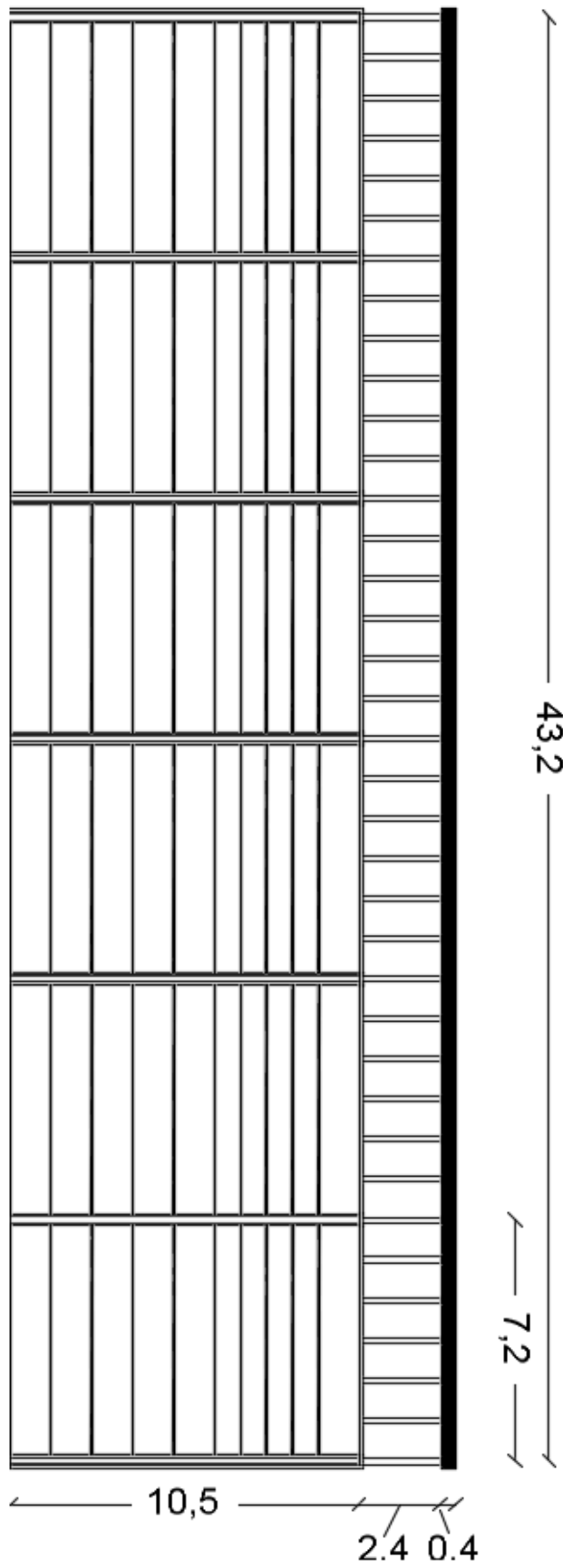
## 1.1 Γενικά

Στόχος της συγκεκριμένης εργασίας, είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός του φέροντα οργανισμού ενός διόροφου σχολικού σύμμικτου κτιρίου, με καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα αλλά και καινοτόμα σύμμικτα δοκάρια. Πιο συγκεκριμένα πρόκειται για ένα κτίριο, που η μεγαλύτερη του πλευρά έχει μήκος 43,2 m και η μικρότερή του 15 m. Ο πρώτος όροφος έχει κάτοψη τραπεζοειδούς μορφής με τη μεγάλη της πλευρά να ισούται με 18 m, ενώ η οροφή έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 43,2 m και 10,5 m. Στη διαμήκη πλευρά υπάρχει γυάλινος διάδρομος, ο οποίος από την μία του μεριά εδράζεται στο κτίριο ,ενώ από την άλλη,είναι πακτωμένος σε τοίχο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα ύψους όσο αυτό του κτιρίου (6,8 m).

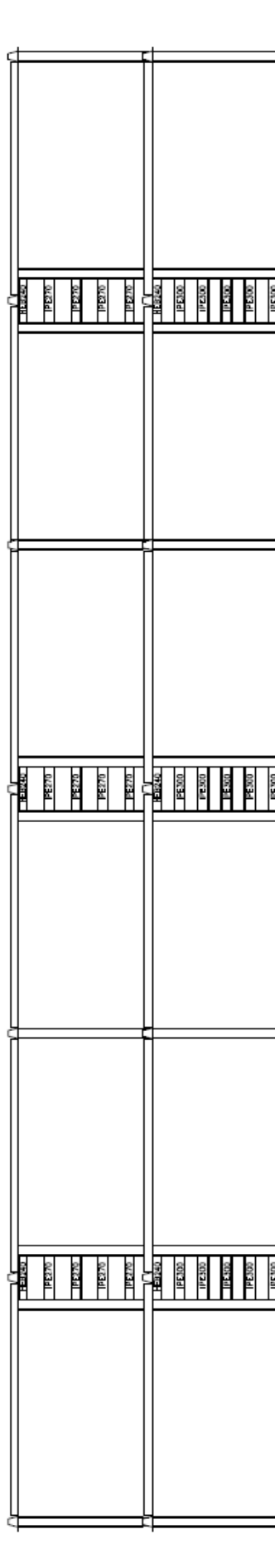
Για τη μόρφωση του φέροντα οργανισμού του κτιρίου χρησιμοποιούνται μεταλλικά υποστυλώματα διατομής HEB, μεταλλικοί δοκοί τραπεζοειδούς μορφής που μετέπειτα εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα, και προκατασκευασμένες πλάκες οι οποίες εδράζονται πάνω στα πέλατα των σιδηροδοκών. Ο χρόνος δημιουργίας του δαπέδου περιορίζεται στο ελάχιστο (fast track floors), ενώ ο συνδυασμός τέτοιου τύπου σιδηροδοκών με προκατασκευασμένα στοιχεία από σκυρόδεμα, δύναται να καλύψει μεγάλα ανοίγματα, με μικρό στατικό ύψος και μεγάλες αντοχές, ευνοώντας τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Για την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίων, διαφορετικά καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα χρησιμοποιήθηκαν στις δύο διευθύνσεις του. Στη μεγάλη διεύθυνση, χρησιμοποιήθηκε το σύστημα FUSEIS, ενώ στην μικρή του διεύθυνση κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD. Στη πρώτη περίπτωση, στα πλαίσια όπου προβλέπονται οι θέσεις των fuseis, επιλέχθηκε το κύριο δοκάρι να μη πατάει στο υποστύλωμα αλλά σε μία δοκό έδρασης που πακτώνεται ανάμεσα στα υποστυλώματα του συστήματος fuseis, ωστόσο δε προβλέπεται για παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Ο λόγος που έγινε αυτό, είναι για να μην εκτείνεται το σύστημα fuseis σε μεγάλη απόσταση μέσα στις αίθουσες, οι οποίες σε κάποια σημεία του κτιρίου εκτείνονται και πέρα από την νοητή γραμμή που δημιουργούν τα υποστυλώματα ( που αποτελούσαν την τέλεια θέση για να 'κρυφτεί' το σύστημα). Έτσι ελαχιστοποιείται στο ήμισυ η έκταση του συστήματος μέσα στις αίθουσες και σε απόσταση που θα καλυφθεί μετέπειτα από τις διάφορες επικαλύψεις. Τέλος, ο διάδρομος κατασκευάζεται από διαδοκίδες, οι οποίες είναι πακτωμένες στο τοίχο και αρθρωτές στο δοκάρι στη μεριά του κτιρίου, το οποίο εδράζεται πάνω στα πέλατα των κύριων σιδηροδοκών.



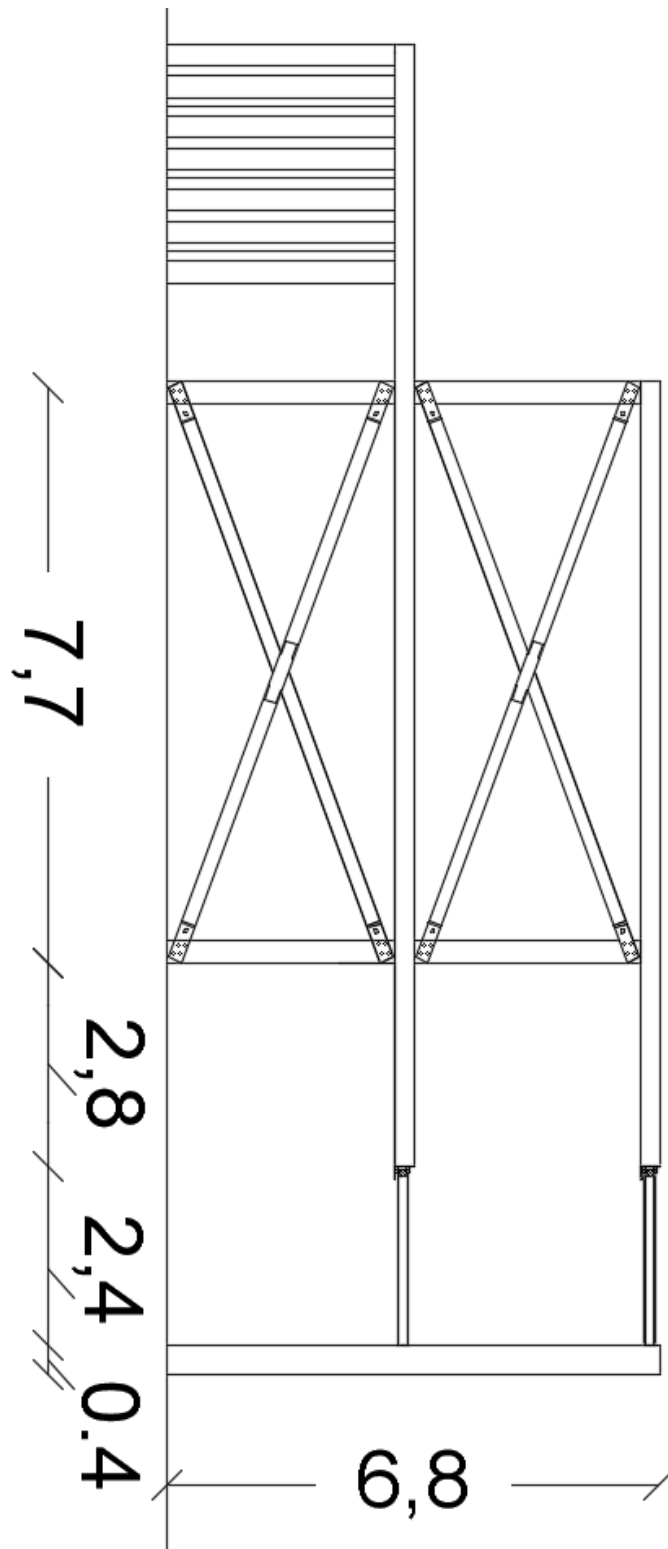
Σχήμα 1.1 Κάτοψη ορόφου



Σχήμα 1.2 Κάτοψη οροφής



Σχήμα 1.3 Όψη κτιρίου



Σχήμα 1.4 Όψη κτιρίου

## 1.2 Φάσεις Κατασκευής (Construction Stage Manager)

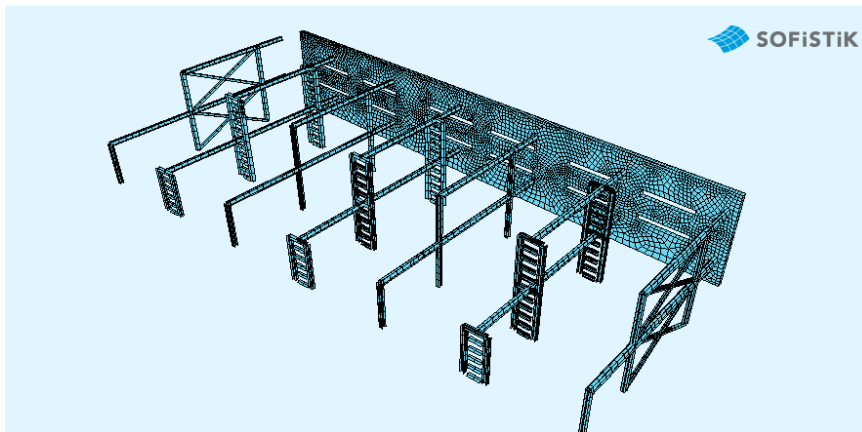
Όταν πρόκειται για σύμμικτες ή προεντεταμένες κατασκευές, οι φάσεις κατασκευής δε θα πρέπει να αγνοούνται. Όλη η χρονοϊστορία της κατασκευής είναι σημαντική αφού επηρεάζει τις τάσεις και τα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται. Αν αγνοήσουμε την αλληλουχία των φάσεων κατασκευής, τότε αγνοούμε την ανακατανομή των τάσεων από προϋπάρχουσες εντατικές καταστάσεις, τάσεις που μπορεί να είναι δυσμενέστερες από αυτές της τελικής φάσης της κατασκευής.

Στο Sofistik, αυτό μπορούμε να το λάβουμε υπόψη με το modul Construction Stage Manager. Εδώ μπορούμε να ορίσουμε τις φάσεις της κατασκευής, και να έχουμε μια εποπτική εικόνα για τις τάσεις και τα εντατικά μεγέθη σε αυτές. Το Construction Stage Manager χρησιμοποιείται παρακάτω στη διαστασιολόγηση του φορέα, για να εκτιμήσουμε τόσο τις τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική δοκό στη φάση κατασκευής, (που είναι κατηγορίας 3) αλλά και για τον υπολογισμό της απαραίτητης προκύρτωσης των δοκών, για να αντισταθμιστούν τα βέλη.

Οι φάσεις κατασκευής που ορίζονται για τη συγκεκριμένη μελέτη είναι:

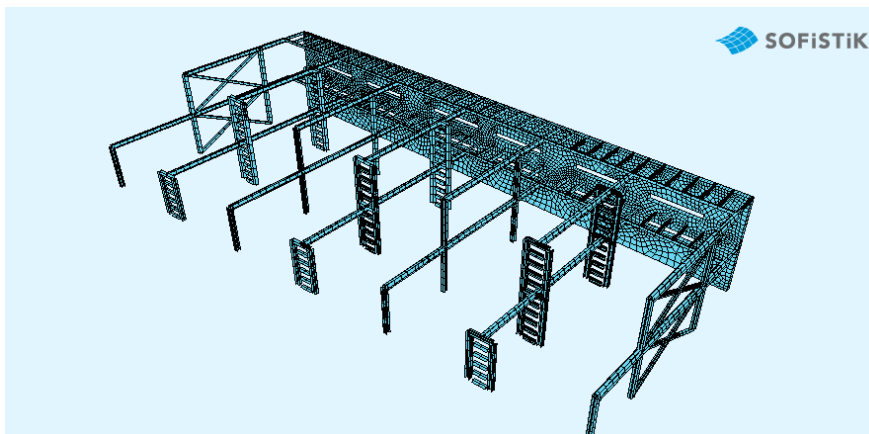
### Φάση Κατασκευής 1:

Μόρφωση των μεταλλικών πλαισίων που αποτελούνται από τα υποστυλώματα, τις μεταλλικές δοκούς, τα αντισεισμικά συστήματα. Το ίδιο χρονικό διάστημα θεωρείται ότι μορφώνεται και ο τοίχος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Θεωρούμε ότι υπάρχουν σύνδεσμοι που στηρίζουν τα πλαίσια μεταξύ τους μέχρι να τοποθετηθούν οι προκατασκευασμένες πλάκες πάνω σε αυτά.



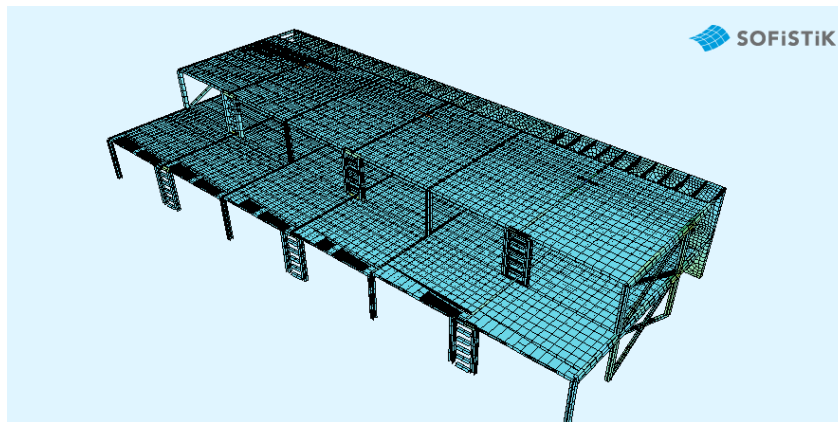
### Φάση Κατασκευής 2:

Τοποθέτηση των διαδοκίδων του διαδρόμου



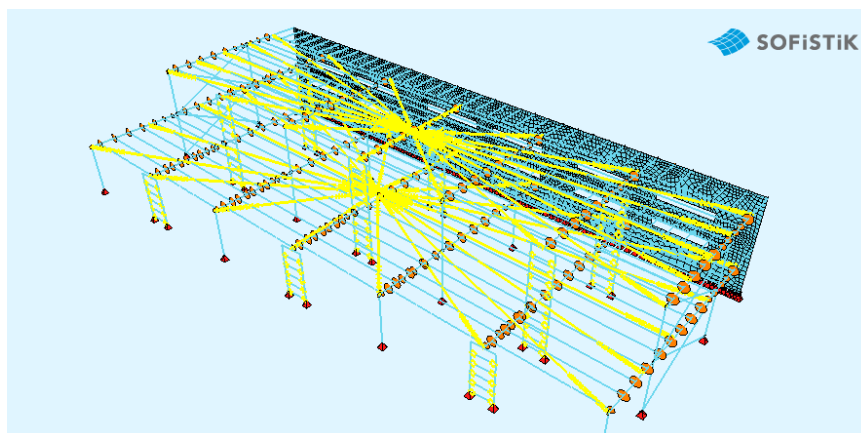
### Φάση Κατασκευής 3:

Τοποθέτηση των προκατασκευασμένων πλακών πάνω στις μεταλλικές δοκούς. Τα ιδιοβάρη των πλακών αναμένεται να αυξήσουν σημαντικά τις τάσεις που αναπτύσσονται στις σιδηροδοκούς.



### Φάση Κατασκευής 4:

Έγχυση σκυροδέματος πάνω στις προκατασκευασμένες πλάκες. Όταν το σκυρόδεμα πήξει θεωρούμε πλέον ότι έχουμε διαφραγματική λειτουργία στο πάτωμα. Στο Sofistik αυτή προσομοιώνεται με constraints τα οποία ενώνουν διάφορα σημεία της περιμέτρου της ενιαίας πλάκας με το κέντρο της μάζας της.



### Φάση Κατασκευής 5:

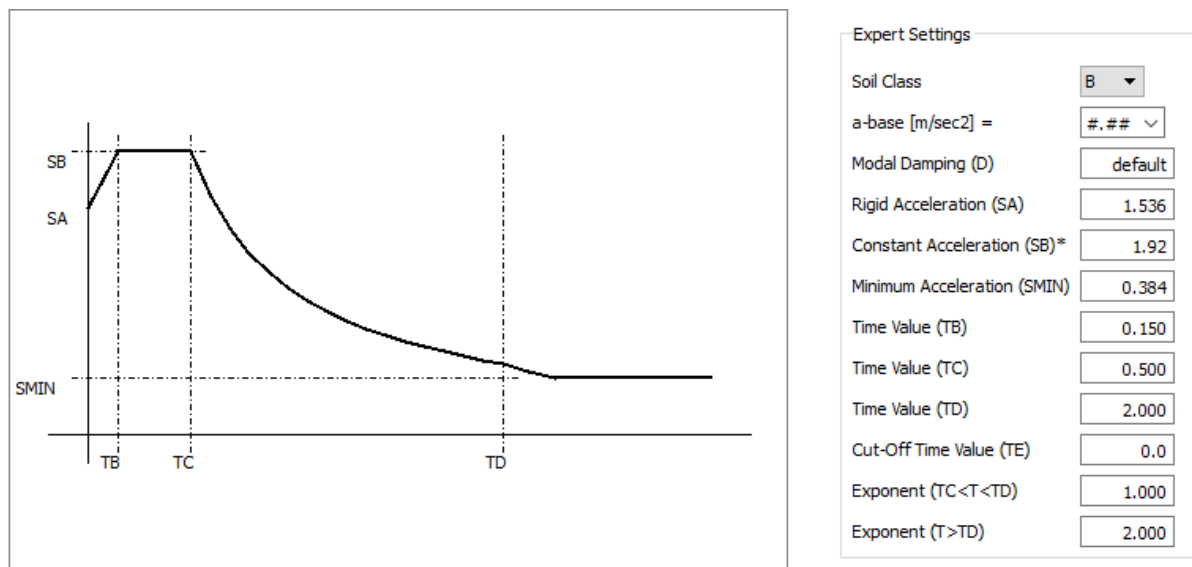
Επιβολή πρόσθετων μόνιμων φορτίων στη κατασκευή.

## 2 Φορτία

### 2.1 Κατηγορίες φορτίσεων

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι:

- Φορτία λόγω ιδιοβάρους
- Πρόσθετα μόνιμα (ίδια για όλους τους ορόφους)  $g' = 3 \text{ kN/m}^2$  (συμπεριλαμβάνεται και η έγχυση της πρόσθετης στρώσης σκυροδέματος πάνω από τις προκατασκευασμένες πλάκες, η οποία όμως θεωρείται σαν ξεχωριστό φορτίο στο Construction Stage Manager αφού επιβάλλεται σε διαφορετικό χρόνο από τα άλλα πρόσθετα μόνιμα)
- Κινητά φορτία ορόφου (ίδια για όλους τους ορόφους)  $q = 3 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία διαδρόμου  $q = 5 \text{ kN/m}^2$
- Σεισμικές δράσεις. Για τη συγκεκριμένη μελέτη τα στοιχεία της σεισμικής δράσης παρατίθενται παρακάτω:
  - Εδαφική επιτάχυνση  $a_{gR} = 0,16g = 1,6 \text{ m/s}^2$  (Ζώνη II)
  - Τιμή συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1$  επομένως  $a_g = 0,16g = 1,6 \text{ m/s}^2$
  - Χαρακτηριστικά του εδάφους:  
Τύπος B,  $S = 1,2$ ,  $T_B = 0,15 \text{ sec}$ ,  $T_C = 0,5 \text{ sec}$ ,  $T_D = 2 \text{ sec}$
  - Συντελεστής συμπεριφοράς  $q = 3$
  - μειωτικός συντελεστής για τα ωφέλιμα φορτία του τελευταίου ορόφου  $\varphi = 0,8$



Σχήμα 3.1 Φάσμα σχεδιασμού για το εξεταζόμενο κτίριο



## 2.2 Συνδυασμοί Δράσεων

Στη παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιούνται οι εξής συνδυασμοί φορτίσεων:

- Βασικός στατικός συνδυασμός:  
 $1,35G+1,50Q$
- Έλεγχος λειτουργικότητας:  
 $1,00G+1,00Q$
- Σεισμικός συνδυασμός:  
 $1,00G+0,3Q\pm I\pm E_x\pm 0,3E_y$  για την οροφή  
 $1,00G+0,3Q\pm I\pm E_y\pm 0,3E_x$  για την οροφή  
 $1,00G+0,3\varphi Q\pm I\pm E_x\pm 0,3E_y$  για τον όροφο  
 $1,00G+0,3\varphi Q\pm I\pm E_y\pm 0,3E_x$  για τον όροφο

Ο υπολογισμός των ατελειών φαίνεται στο Κεφάλαιο 5.

### 3 Στατική Ανάλυση και Διαστασιολόγηση του φορέα

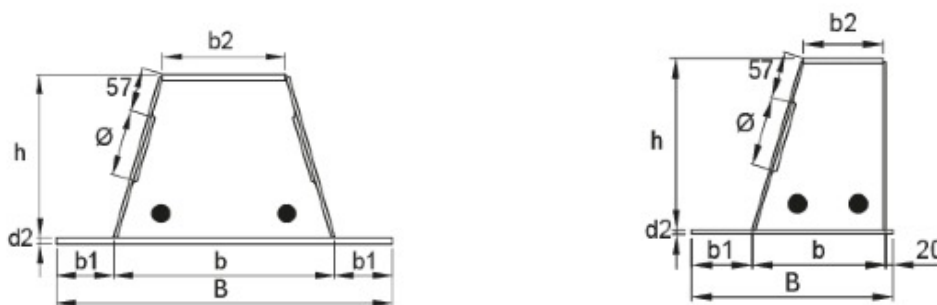
Σκοπός της Στατικής Ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στα μέλη του φορέα, τα οποία αναφέρονται στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων, και μετέπειτα η διαστασιολόγηση τους. Αυτό επιτυγχάνεται με την Ελαστική Ανάλυση ή με τη Πλαστική Ανάλυση. Κατά την ελαστική ανάλυση, θεωρείται ότι ισχύει η γραμμική συμπεριφορά τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού, με συγκεκριμένο μέτρο Ελαστικότητας του υλικού. Κατά την πλαστική ανάλυση, λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού για τον υπολογισμό των ζητούμενων μεγεθών.

Στη συγκεκριμένη μελέτη εφαρμόζεται ελαστική γραμμική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών, και τα αποτελέσματά της χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση των διατομών με βάση τις πλαστικές αντοχές τους. Πριν από την διαδικασία διαστασιολόγησης κάθε διατομής, υπάρχει μια γενική περιγραφή των μελών του φορέα.

#### 3.1 Εγκιβωτισμένες σιδηροδοκοί τραπεζοειδούς μορφής σε σκυρόδεμα

##### 3.1.1 Γενικά

Τα τελευταία χρόνια ο εγκιβωτισμός σιδηροδοκών τραπεζοειδούς μορφής σε σκυρόδεμα αποτελεί συνήθη κατασκευαστική πρακτική σε πολλές Ευρωπαϊκές χώρες. Με τον τρόπο αυτό δημιουργούνται επίπεδες οροφές (slim floors), επιτυγχάνοντας έτσι άριστο αρχιτεκτονικό αποτέλεσμα, μεγάλη εξοικονόμηση χώρου και σημαντική μείωση υλικών. Οι δοκοί είναι γνωστές με την ονομασία Deltabeams και μια σύντομη περιγραφή τους παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.



Τυπικές διαστάσεις ενδιάμεσης δοκού D (mm)

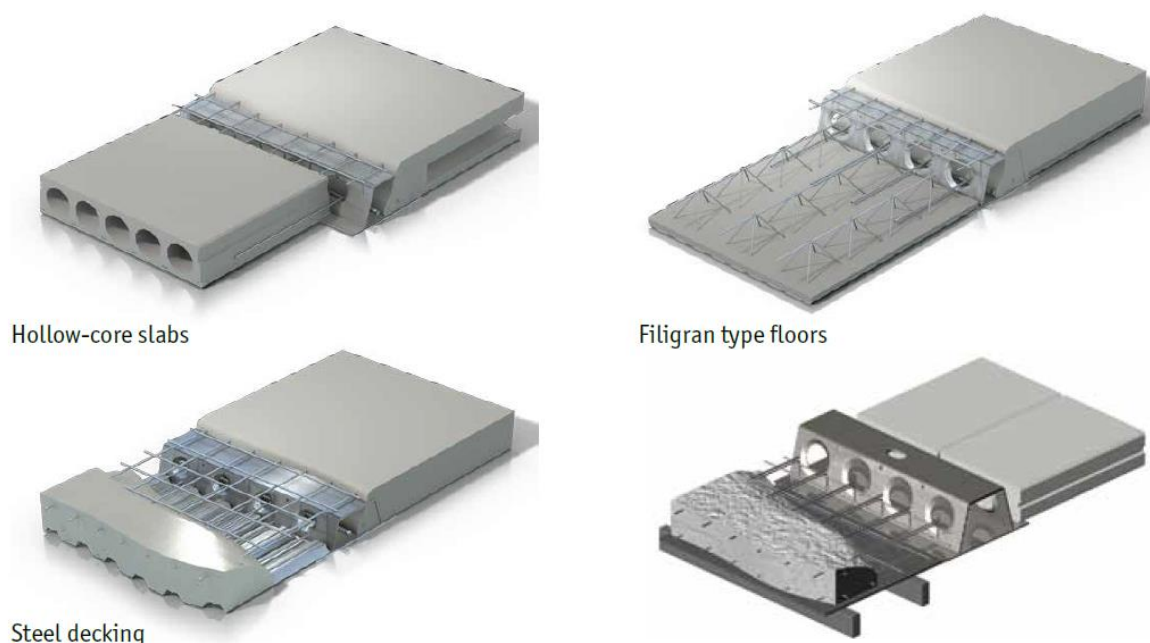
	b	B	b1	b2	d2	h	Ø
min	200	395	97,5	100	5	200	80
max	600	860	130	330	25	500	150

### Τυπικές διαστάσεις ακραίας δοκού DR (mm)

	<b>b</b>	<b>B</b>	<b>b1</b>	<b>b2</b>	<b>d2</b>	<b>h</b>	<b>Ø</b>
<b>min</b>	215	335	100	148	5	200	80
<b>max</b>	350	500	130	210	25	500	150

Σχήμα 3.1 Τυπικές διαστάσεις και μορφή της μεταλλικής δοκού Deltabeam

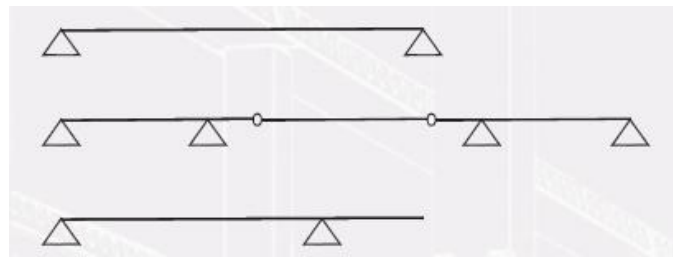
Οι διαστάσεις αυτές είναι οι προτεινόμενες από την εκάστοτε εταιρεία, ωστόσο ο πελάτης μπορεί να διαμορφώσει τις επιθυμητές διαστάσεις των συγκολλητών ελασμάτων της σιδηροδοκού, τηρώντας βέβαια, πάντα συγκεκριμένους περιορισμούς που αφορούν το σχεδιασμό. Επιπλέον, οι κορμοί της δοκού είναι διάτρητοι με σπές ανά 300 mm οι οποίες είναι απαραίτητες για την πλήρωση του εσωτερικού μέρους της δοκού με σκυρόδεμα καθώς και για τη διέλευση εγκάρσιων ράβδων οπλισμών, που εξασφαλίζουν τη σύμμικτη λειτουργία μεταξύ του σκυροδέματος και των σιδηροδοκών. Το κάτω πέλαμα των σιδηροδοκών είναι διευρυμένο ώστε να διευκολύνεται η έδραση προκατασκευασμένων προεντεταμένων διάτρητων πλακών (hollow core slabs) με σκοπό την δημιουργία οριζόντιων ορόφων μέσα σε σύντομο χρονικό διάστημα (fast track floors). Αντί για αυτού του είδους τις πλάκες, συχνά χρησιμοποιούνται και filigran πρόπλακες πάχους περίπου 7 cm με πρόσθετη σκυροδέτηση. Επίσης η δοκός δύναται να σκυροδετηθεί και με τον κλασικό τρόπο μέσω ικριωμάτων ή μέσω χαλυβδόφυλλων σε περιπτώσεις έλλειψης γερανού για την ανύψωση των προπλάκων. Όσον αφορά την ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιείται στα Deltabeams, η συνήθης ποιότητα είναι S355J2+N σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3. Ωστόσο, σε ειδικές περιπτώσεις ανάληψης ισχυρών φορτίσεων, χάλυβες υπερυψηλής αντοχής S420 και S460 δύναται να χρησιμοποιηθούν. Τέλος για λόγους αυξημένης πυροπροστασίας η δοκός μπορεί να παραδοθεί με διαμήκεις οπλισμούς στο εσωτερικό της, έτσι ώστε να μπορούν αυτοί να συνεισφέρουν στην παραλαβή της κάμψης όταν, σε περίπτωση πυρκαγιάς, το κάτω πέλαμα χάσει τελείως την αντοχή του.



Σχήμα 3.2 Τρόποι διαμόρφωσης επίπεδων οροφών με Deltabeams

Η διατομή του Deltabeam, ως σύμμικτη διατομή, μελετάται σε φάση κατασκευής και σε φάση λειτουργίας. Στη φάση κατασκευής, η σιδηροδοκός είναι κατάλληλα σχεδιασμένη για να μπορεί να αναλάβει χωρίς υποστήριξη τα φορτία των προκατασκευασμένων στοιχείων και του νωπού σκυροδέματος. Η κλειστή μορφή της δίνει παράλληλα τη δυνατότητα ταυτόχρονης παραλαβής στρεπτικών εντάσεων, ιδιαίτερα επιθυμητό σε περιπτώσεις ακραίων δοκών. Μετά το στήσιμο και τη σκυροδέτηση μορφώνεται μια σύμμικτη δοκός ιδιαίτερα υψηλής δυσκαμψίας και αντοχής, κατάλληλη για την κάλυψη ιδιαίτερα μεγάλων ανοιγμάτων.

Το στατικό προσομοίωμα του Deltabeam είναι αυτό της συνεχής δοκού με αποκαταστάσεις συνέχειας, κοντά στις συνδέσεις με τα υποστυλώματα, στα σημεία μηδενισμού των ροπών (δοκός Gerber). Οι αποκαταστάσεις συνέχειας γίνονται όπου αυτές κρίνονται απαραίτητες και εφόσον το μήκος της δοκού είναι απαγορευτικό για τη μεταφορά της. Τέλος οι συνδέσεις ροπής μεταξύ υποστυλωμάτων και Deltabeams θεωρείται απαγορευτική καθώς τεράστιες τιμές ροπών θα μεταφερθούν στα υποστυλώματα, κάτι που δεν είναι επιθυμητό. Για αυτό το λόγο, για την ανάληψη των σεισμικών φορτίων, διατάσσονται ισχυρά συστήματα δυσκαμψίας και όχι πλαίσια ροπής καθώς και σε περιπτώσεις προβόλων προτιμάται η δοκός να είναι συνεχής και τα υποστυλώματα διακοπτόμενα.



Σχήμα 3.3 Στατικό προσομοίωμα

### 3.1.2 Διαστασιολόγηση των Deltabeams

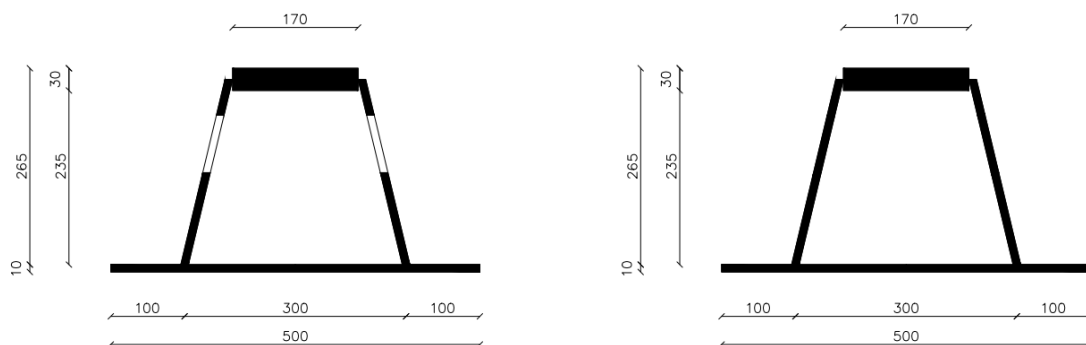
Τα χαρακτηριστικά της διατομής που χρησιμοποιήθηκε στην εν λόγω μελέτη είναι τα εξής:

#### Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Άνω πέλμα	: 170.30
Κάτω πέλμα	: 500.10
Κορμοί	: 258.10
Οπές	: 80 mm

#### Υλικά

Άνω πέλμα	: S420N
Κάτω πέλμα	: S355
Κορμοί	: S420N
Σκυρόδεμα	: C30/35



Σχήμα 3.4 Διατομή με και χωρίς οπές

### Κατάταξη διατομής μεταλλικής δοκού Deltabeam

Στη φάση κατασκευής, όπου έχουμε μόνο τη μεταλλική δοκό κάνουμε:

Άνω πέλμα :  $c/t = 170/30 = 5.67 < 9\varepsilon = 6.39 \rightarrow$  Κατηγορία 1

Κορμός

Έστω πλαστική κατανομή τάσεων στο κορμό. Για τη δοκό έχει υπολογιστεί από φύλλο Excel  $z_0 = 123,5$  mm (άνω ίνα) για το άνοιγμα και  $z_0 = 151,5$  mm (κάτω ίνα) για τη στήριξη (δες παράρτημα Α). Συνεπώς έχουμε σύμφωνα με το παρακάτω πίνακα:

Άνοιγμα	Στήριξη
$z_0 = 125,3$ mm	$z_0 = 151,5$ mm
$c = 150$ mm	$c = 150$ mm
$ac = 110,3$ mm	$ac = 141,5$ mm
$\alpha = 0,74 > 0,5$	$\alpha = 0,94 > 0,5$
$c/t \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$	$c/t \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$
$c/t = 15 < 34,45$	$c/t = 15 < 34,45$
Άρα κατηγορία 1	Άρα κατηγορία 1

Κάτω πέλμα :  $c/t = 100/10 = 10 < 14\varepsilon = 9,94 \rightarrow$  Κατηγορία 3

Άρα η δοκός, στη φάση κατασκευής, είναι κατηγορίας 3 και κάνουμε ελαστική ανάλυση.

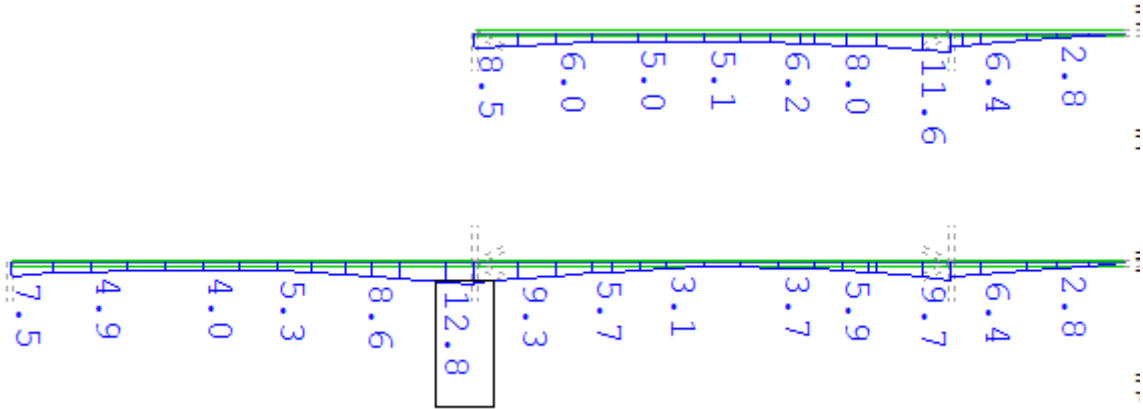
Στη φάση λειτουργίας το άνω πέλμα και οι κορμοί της δοκού είναι εγκιβωτισμένοι, γεγονός το οποίο καθιστά τις διατομές Κατηγορίας 1. Για το κάτω πέλμα, για εγκιβωτισμένο κορμό ισχύει:

$c/t = 100/10 = 10 < 14\varepsilon = 10,5 \rightarrow$  Κατηγορία 2

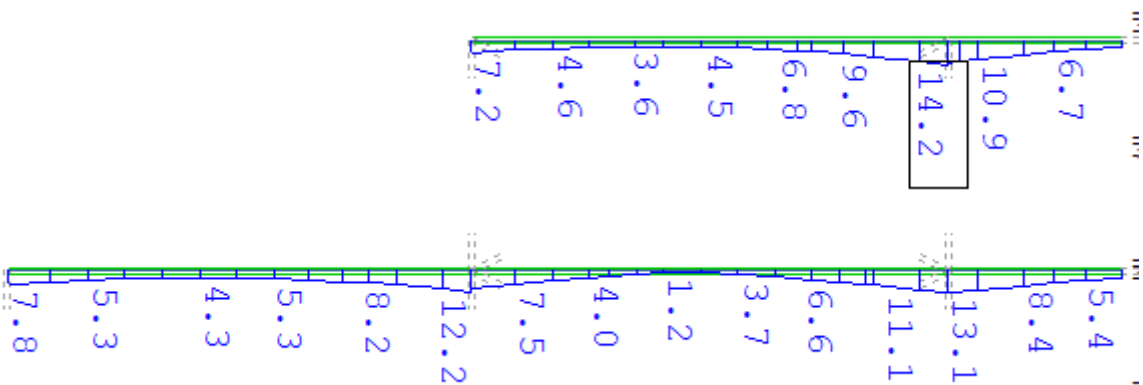
Άρα η δοκός, στη φάση λειτουργίας, είναι κατηγορίας 2 και κάνουμε πλαστική ανάλυση.

➤ Φάση Κατασκευής

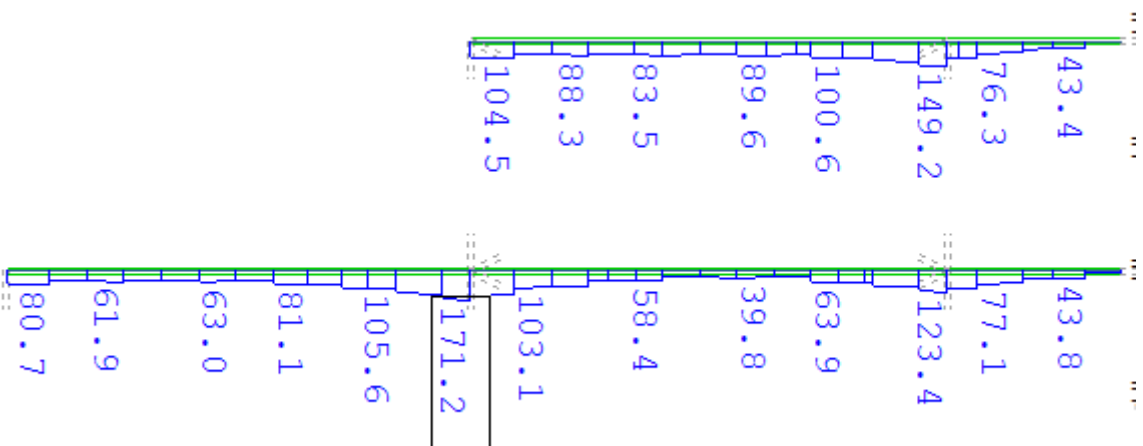
Από το module Construction Stage Manager του Sofistik, παίρνουμε τις τάσεις von Mises του υλικού των μεταλλικών δοκών που δημιουργούνται από τα στάδια κατασκευής του κτιρίου, τα οποία εξηγήθηκαν παραπάνω, και τις συγκρίνουμε με την αντοχή της. Έτσι ελέγχουμε ότι σε καμία φάση κατασκευής δεν ξεπεράστηκε η τάση αντοχής.



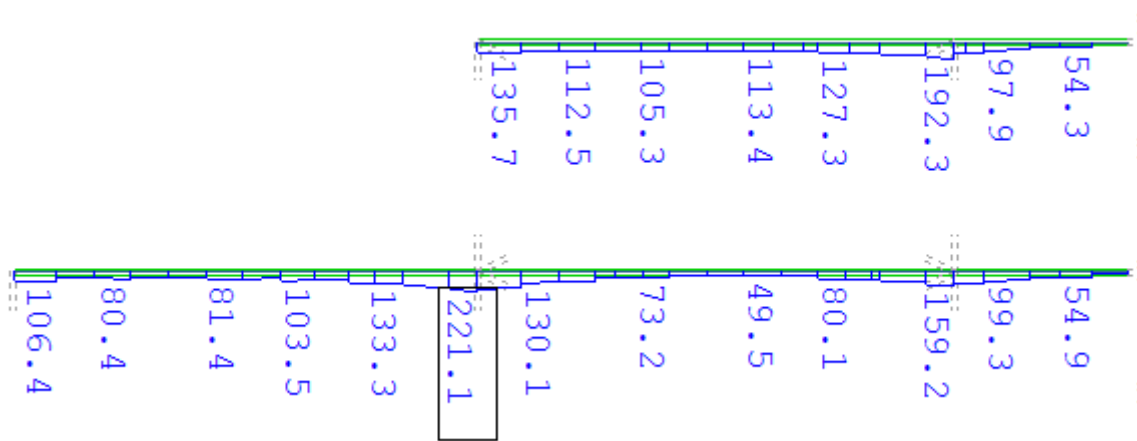
Σχήμα 3.5 Τάσεις v.Mises Deltabeams - Φάση κατασκευής 1



Σχήμα 3.6 Τάσεις v.Mises Deltabeams – Φάση Κατασκευής 2



Σχήμα 3.7 Τάσεις v.Mises Deltabeams – Φάση Κατασκευής 3



Σχήμα 3.8 Τάσεις  $\nu$ .Mises Deltabeams – Φάση κατασκευής 4

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τάση von Mises που αναπτύσσεται στη διατομή ισούται με 221,1 Mpa.

$$\sigma_{Ed, \max} = 221 \text{ Mpa} < \sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{420}{1.0} = 420 \text{ Mpa}$$

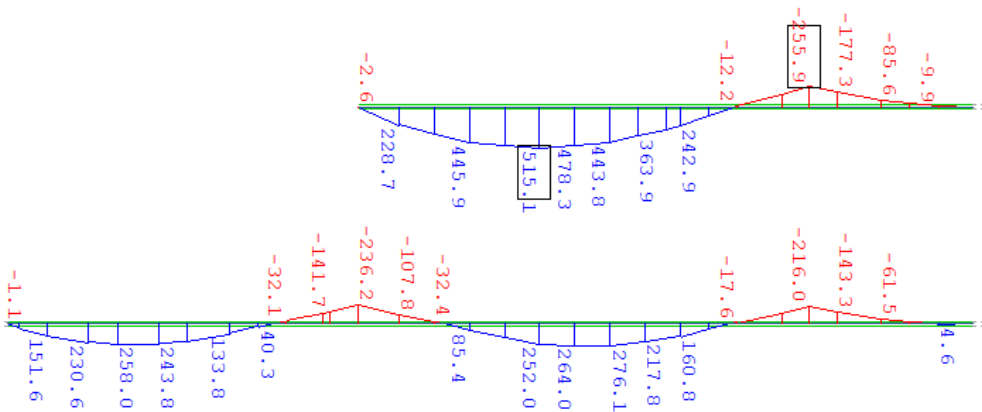
Όταν εδράζεται η προκατασκευασμένη πλάκα πάνω στο πέλμα της μεταλλικής δοκού, η τελευταία καταπονείται στρεπτικά αφού το κατακόρυφο φορτίο της έδρασης ασκείται έκκεντρα. Για να εξασφαλιστεί ότι η δοκός μπορεί να φέρει αυτό το στρεπτικό φορτίο, ώστε να μην χρειαστεί υποστύλωση για να αποφευχθεί η ανατροπή της, πραγματοποιείται έλεγχος στρέψης. Ωστόσο η διατομή θεωρείται ότι έχει μεγάλη στρεπτική αντοχή και έτσι ο έλεγχος αγνοείται. Επίσης η το φαινόμενο της στρέψης μειώνεται κι άλλο αν σκεφτούμε ότι η τοποθέτηση των προκατασκευασμένων πλακών γίνεται εναλλάξ στις δύο μεριές του Deltabeam πράγμα που σημαίνει ότι η στρεπτική καταπόνηση της μιας αντισταθμίζεται από αυτή της άλλης.

➤ Φάση Λειτουργίας

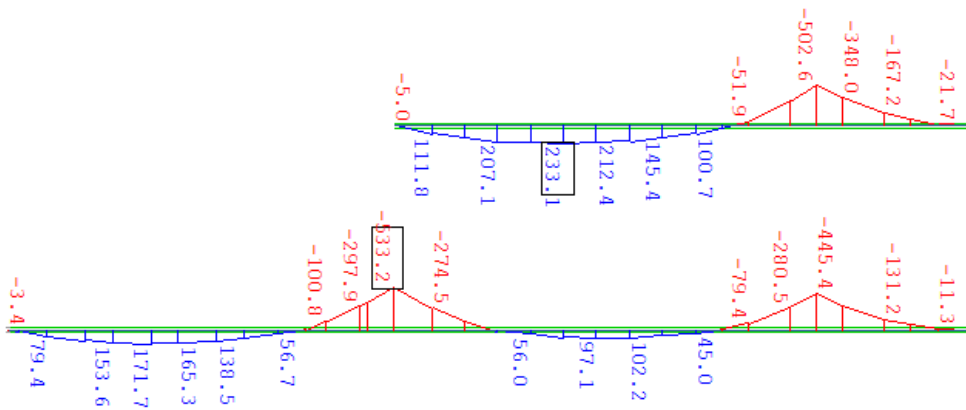
Στη φάση λειτουργίας έχουμε πλέον την σύμμικτη δοκό. Για το συνδυασμό της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας προσδιορίζουμε τα κρισιμότερα εντατικά μεγέθη και τα ελέγχουμε με την πλαστικές αντοχές της δοκού.

Αντοχή σε κάμψη

Παρουσιάζονται οι δυσμενέστερες ροπές στο άνοιγμα και στη στήριξη



Σχήμα 3.9 Δυσμενέστερη ροπή στο άνοιγμα



Σχήμα 3.10 Δυσμενέστερη ροπή στη στήριξη



Για τον προσδιορισμό της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης δοκού χρησιμοποιείται η μέθοδος των λωρίδων. Πρώτα προσδιορίζεται η θέση του ουδέτερου άξονα  $z_0$  με βάση την ισότητα των θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων της διατομής. Πρέπει δηλαδή να ισχύει:

$$\Delta A_i^+ f_i^+ = \Delta A_i^- f_i^-$$

Μετάπειτα, υπολογίζεται η ροπή του εφελκυόμενου και του θλιβόμενου τμήματος ως προς τον ουδέτερο άξονα από τη σχέση:

$$\Delta M_i = \Delta A_i f_i (z_i - z_0)$$

όπου  $\Delta A_i = b_i \Delta z_i$  είναι το εμβαδόν των τμημάτων συναρτήση του πλάτους της διατομής στην υπόψη θέση και  $f_i$  η οριακή τάση του υλικού.

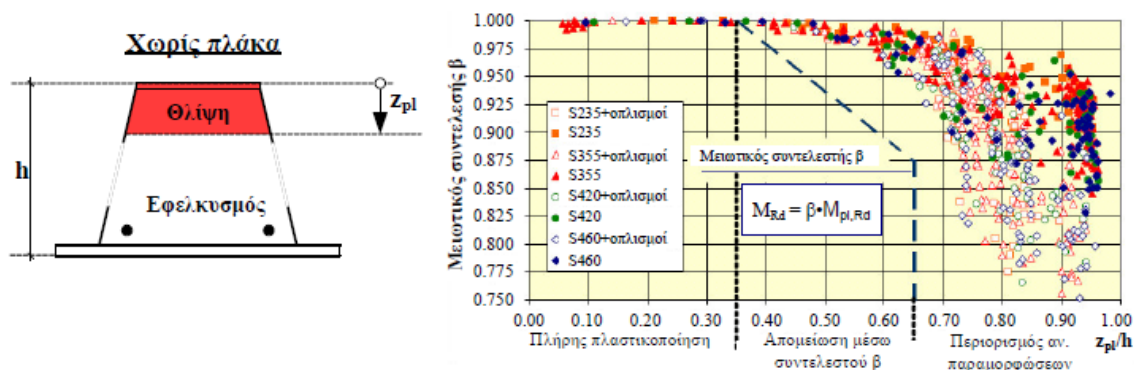
Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής για την συγκεκριμένη διατομή Deltabeam χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα υπολογιστικών φύλλων Excel. Η πορεία του υπολογισμού και οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α. Η πλαστική ροπή αντοχής της δοκού φαίνεται παρακάτω:

Σύμμικτη δοκός στο άνοιγμα				Σύμμικτη δοκός στη στήριξη							
Χωρίς οπές		Με οπές		Χωρίς οπές		Με οπές					
$z_0 =$	98,88	mm	$z_0 =$	63,61	mm	$z_0 =$	125,45	mm	$z_0 =$	84,04	mm
$z_{σκυρ} =$	208,11	mm	$z_{σκυρ} =$	188,60	mm	$z_{σκυρ} =$	236,13	mm	$z_{σκυρ} =$	259,04	mm
$D_a =$	2870,04	kN	$D_a =$	2478,00	kN	$D_a =$	2690,78	kN	$D_a =$	2331,32	kN
$D_c =$	260,45	kN	$D_c =$	120,54	kN	$D_c =$	618,98	kN	$D_c =$	413,90	kN
$Z_a =$	3130,50	kN	$Z_a =$	2598,54	kN	$Z_a =$	3309,76	kN	$Z_a =$	2745,22	kN
$f(x) =$	0,00		$f(x) =$	-1,3E-05		$f(x) =$	1,19E-06		$f(x) =$	-1,2E-05	
$z_c =$	65,60	mm	$z_c =$	47,10	mm	$z_c =$	65,43	mm	$z_c =$	46,12	mm
$z_{D_a} =$	22,52	mm	$z_{D_a} =$	17,62	mm	$z_{Z_a} =$	236,26	mm	$z_{Z_a} =$	242,00	mm
$z_{Z_a} =$	234,15	mm	$z_{Z_a} =$	252,64	mm	$z_{D_a} =$	25,26	mm	$z_{D_a} =$	14,85	mm
$M_{pl} =$	651,31	kNm	$M_{pl} =$	607,16	kNm	$M_{pl} =$	673,50	kNm	$M_{pl} =$	610,65	kNm
$\eta =$	0,9875		$\eta =$	0,9875							
$M_{pl,red} =$	643,1694	kNm	$M_{pl,red} =$	599,57	kNm						

Για τον υπολογισμό της πλαστικής αντοχής του deltabeam στη φάση λειτουργίας λήφθηκαν υπόψη τα εξής:

-Επιρροή ύψους θλιβόμενης ζώνης

Αν η θλιβόμενη ζώνη έχει μεγάλο ύψος, είναι δυνατόν να απαιτούνται πολύ μεγάλες ανηγμένες παραμορφώσεις στο σκυρόδεμα για να επιτευχθεί η πλαστική κατανομή των τάσεων, οι οποίες μπορεί να οδηγήσουν σε πρόωρη θραύση. Προς αποφυγή του ανώτερου φαινομένου, προβλέπεται για σιδηροδοκούς από χάλυβα υψηλής αντοχής (S420 ή S460) μείωση της θετικής πλαστικής ροπής αντοχής με το μειωτικό συντελεστή  $\beta$ . Αυτός προκύπτει για την περίπτωση Deltabeam χωρίς πλάκα από το παρακάτω σχήμα, συναρτήσει του λόγου  $z_{pl}/h$ :

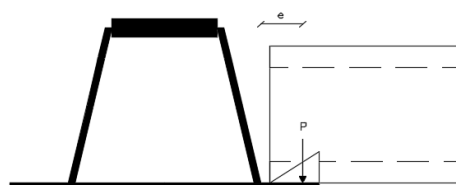


Σχήμα 3.11 Μειωτικός συντελεστής  $\beta$  για Deltabeams χωρίς πλάκα

-Απομείωση κάτω πέλματος λόγω εγκάρσιας κάμψης

Η έδραση της προκατασκευασμένης πλάκας πάνω στα προεξέχοντα κάτω πέλματα της δοκού προκαλεί εγκάρσια κάμψη σε αυτά. Λόγω της εγκάρσιας κάμψης προβλέπεται απομείωση της οριακής τάσης του χάλυβα στα πέλματα αυτά. Η κάμψη περί τον άξονα  $y$  της διατομής δημιουργεί ορθή τάση  $\sigma_y$ , ενώ η κάμψη περί τον άξονα  $x$  των προεξέχοντων τμημάτων δημιουργεί ορθή τάση  $\sigma_x$ . Συνεπώς σύμφωνα με το κριτήριο Mises, για τα προεξέχοντα τμήματα των κάτω πελμάτων της δοκού θα ισχύει:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2} = f_y$$



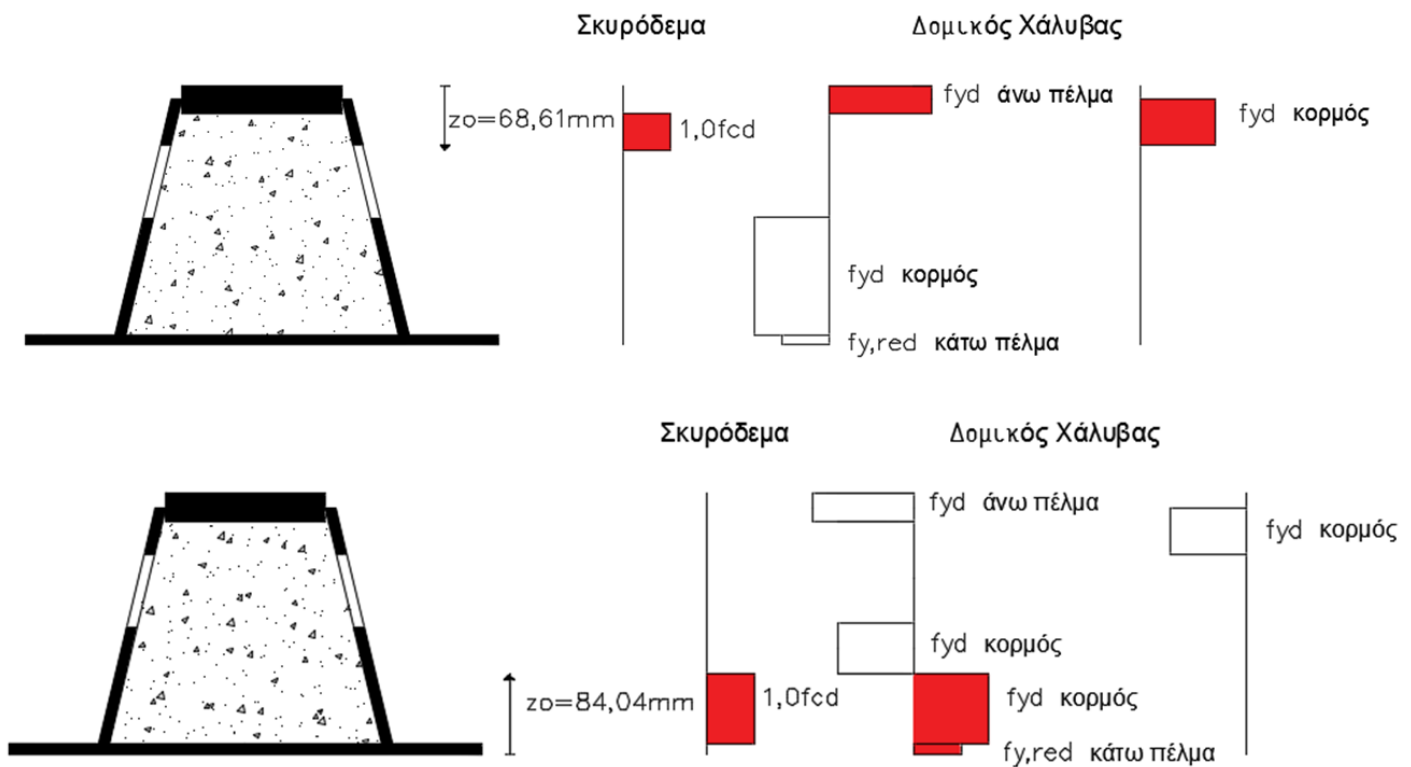
Σχήμα 3.11 Εγκάρσια κάμψη τμημάτων κάτω πέλματος λόγω έδρασης των προκατασκευασμένων πλακών

Η μέγιστη δύναμη που επιβάλλει η προεντεταμένη πλάκα στη σιδηροδοκό λόγω του ιδιοβάρους της είναι σύμφωνα με τη μελέτη  $P = 20,4 \text{ kN}$ . Η δύναμη αυτή δημιουργεί ροπή  $M=Pe$ . Όπως θα δούμε παρακάτω, υπάρχει περιορισμός για το πόσο 'μέσα' στο κάτω πέλαμα μπορεί να εδρασθεί η πλάκα. Για τη συγκεκριμένη διατομή η απόσταση αυτή είναι  $80 \text{ mm}$ , άρα λαμβάνοντας τριγωνική κατανομή τάσεων θα είναι  $e = 73 \text{ mm}$ . Με τη βοήθεια του Excel, λαμβάνοντας υπόψη και το κριτήριο Mises υπολογίζουμε την απομειωμένη τάση των προεξέχοντων τμημάτων του κάτω πέλατος.

Απομείωση	
M=	1241,00 Nmm/mm
Ix=	83,33 mm <sup>3</sup>
σx=	-74,46 N/mm <sup>2</sup>
fy=	355 Mpa
f(x)=	1E-06
σy,red=	311,86 Mpa

#### -Συνθήκες τριαξονικής θλίψης

Το σκυρόδεμα μεταξύ των κορμών επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη χωρίς απομείωση του μέτρου θλιπτικής αντοχής. Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των συνθηκών τριαξονικής θλίψης στο εσωτερικό της διατομής.



Σχήμα 3.12 Οριακές τάσεις για τη διατομή με οπές στο άνοιγμα και στη στήριξη

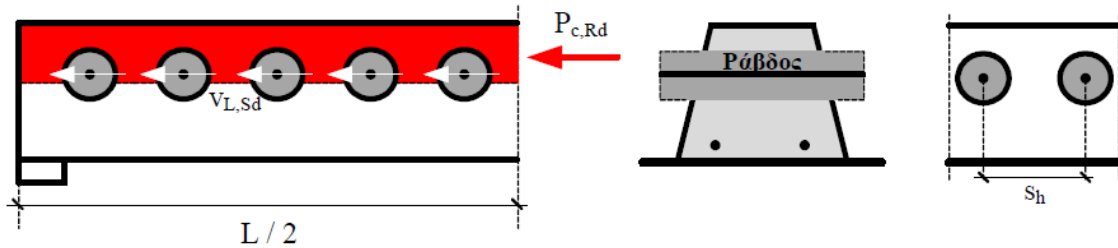
-Πλήρης διατμητική σύνδεση

Η συνεργασία μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα εξασφαλίζεται μέσω ραβδών σκυροδέματος, οι οποίες διαπερνούν τις οπές της σιδηράς διατομής. Μεταξύ των υλικών υφίσταται διατμητική ροή  $v_{L,sd}$  ίση με την οριακή δύναμη που αναπτύσσεται στο σκυρόδεμα διαιρεμένη με το ημιμήκος της δοκού δηλαδή ισχύει:

$$v_{L,cd} = \frac{P_{c,Rd}}{L/2}$$

Η  $v_{L,sd}$  πρέπει να είναι μικρότερη της οριακής διατμητικής ροής  $v_{s,Rd}$  των ραβδών η οποία υπολογίζεται από τον τύπο:

$$v_{s,Rd} = \frac{A_s}{s_h} \cdot f_{sd}$$



Σχήμα 3.13 Αναπτυσσόμενη διατμητική ροή

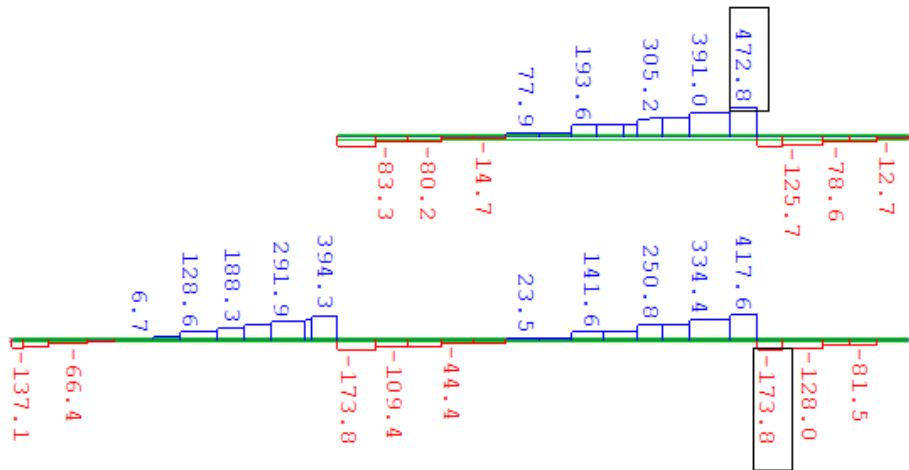
Παρακάτω υπολογίζεται ο βαθμός απόδοσης της διατμητικής σύνδεσης:

διατμητική σύνδεση		
ραβδοι		
L <sub>shear</sub> =	3600	mm
n=	28	
d=	14	mm
f <sub>u</sub> =	500	Mpa
A <sub>s</sub> =	153,94	mm <sup>2</sup>
s <sub>h</sub> =	300	mm
P <sub>c,Rd</sub> στο άνοιγμα με οπές=	204,54	kN
P <sub>c,Rd</sub> στο άνοιγμα χωρίς οπές=	260,45	kN
P <sub>c,Rd</sub> στη στήριξη με οπές=	471,29	kN
P <sub>c,Rd</sub> στη στήριξη χωρίς οπές=	618,98	kN
maxP <sub>c,Rd</sub> =	618,98	kN
v <sub>L,cd</sub> =	0,17	kN/mm
v <sub>s,Rd</sub> =	0,22	kN/mm
η=	1,30	>1

Άρα έχουμε πλήρης συνεργασία μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος.

### Αντοχή σε διάτμηση

Παραθέτουμε τις κρίσιμότερες τιμές τεμνουσών για τον έλεγχο σε Ο.Κ.Α.



Σχήμα 3.14 Μέγιστες τέμνουσες - Σύμμικτη δοκός

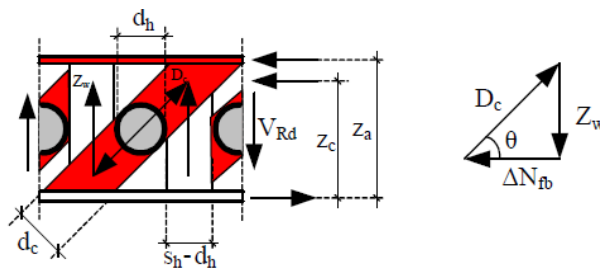
Η διατμητική αντοχή της σύμμικτης διατομής υπολογίζεται από την μόρφωση ενός ιδεατού δικτυώματος στην αντοχή του οποίου συνεισφέρουν τόσο το σκυροδέμα όσο και ο δομικός χάλυβας. Στοιχεία του δικτυώματος αποτελούν οι θλιπτήρες σκυροδέματος  $D_c$ , οι ορθοστάτες του χάλυβα  $Z_w$  και τα πέλματα της σιδηράς διατομής. Η διατμητική αντοχή της διατομής υπολογίζεται ως εξής :

$$V_{rd} = V_{rd,a} + V_{rd,c}$$

Όπου

$V_{rd,a}$  : Η διατμητική αντοχή των κορμών

$V_{rd,c}$  : Διατμητική αντοχή που υπολογίζεται μέσω του δικτυώματος



Σχήμα 3.15 Δικτύωμα ανάληψης διατμητικής έντασης

Η  $V_{rd,c}$  υπολογίζεται ως η ελάχιστη τιμή της αντοχής του μεταλλικού ορθοστάτη  $V_{rd,dy}$  ή του θλιπτήρα του σκυροδέματος  $V_{rd,\theta}$  :  $V_{rd,c} = \min(V_{rd,\theta} ; V_{rd,dy})$

Η αντοχή του μεταλλικού ορθοστάτη  $V_{rd,dy}$  αντιπροσωπεύεται από την δύναμη  $Z_w$  και είναι ίση με:  $V_{rd,dy} = 2 (s_h - d_h) t_w f_{yd}$

Ακολουθεί ο υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα :

Αντοχή σε τέμνουσα					
Χωρίς οπές			Με οπές		
$A_v=$	5166,24	mm <sup>2</sup>	$A_v=$	3566,24	mm <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}=$	1252,75	kN	$V_{pl,Rd}=$	864,77	kN
Αντοχή μεταλλικού ορθοστάτη			Αντοχή μεταλλικού ορθοστάτη		
sh=	300	mm	sh=	300	mm
dh=	80	mm	dh=	80	mm
tw=	6	mm	tw=	6	mm
f <sub>yd</sub> =	420	Mpa	f <sub>yd</sub> =	420	Mpa
$V_{rd,dy}=$	1108,8	Kn	$V_{rd,dy}=$	1108,8	Kn
Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος			Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος		
v <sub>1</sub> =	0,504		v <sub>1</sub> =	0,504	
bw=	170	mm	bw=	170	mm
z=	211,5	mm	z=	211,5	mm
f <sub>cd</sub> =	26,67	Mpa	f <sub>cd</sub> =	26,67	Mpa
$V_{rd,\theta}=$	483,24	kN	$V_{rd,\theta}=$	483,24	kN
$V_{rd,c}=$	483,24	kN	$V_{rd,c}=$	483,24	kN
$V_{rd}=$	1735,98	kN	$V_{rd}=$	1348,00	kN

Παρατηρούμε, λαμβάνοντας ως αντοχή σε τέμνουσα την αντοχή της διατομής με τις οπές, ότι  $V_{rd} > \max V_{ed}$ .

### 3.1.3 Έλεγχος δοκαριού έδρασης των deltabeams

Για τα δοκάρια έδρασης των deltabeams επιλέχθηκε η διατομή HEB240.

#### Έλεγχος έναντι τέμνουσας

$$\text{Είναι } V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 450,86 \text{ kN} > V_{ed, y} = 347,6 \text{ kN}$$

Επίσης ισχύει  $V_{ed, y} / V_{pl,rd} = 0,94 > 0,5$  επομένως προβλέπεται απομείωση ροπής αντοχής

$$\text{λόγω παρουσίας διάτμησης. Έχουμε } \rho = \left( \frac{2V_{ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = 0,80$$

#### Έλεγχος έναντι κάμψης

$$\text{Είναι } M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = 247,46 \text{ kNm} . \text{ Όμως λόγω της απομείωσης της ροπής αντοχής}$$

απο τη παρουσία διάτμησης θα έχουμε:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left( W_{pl,Rd} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) f_y}{\gamma M_0} = 195,27 \text{ kNm} > M_{y,Ed} = 174,7 \text{ kNm}$$

#### Έλεγχος έναντι αξονικής δύναμης

$$\text{Είναι } N_{c,rd} = \frac{A f_y}{\gamma M_0} = 2491 \text{ kN} > N_{ed} = 118 \text{ kN} . \text{ Επίσης ικανοποιούνται τα κριτήρια:}$$

$$N_{ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl, Rd} \rightarrow 118 < 622,75 \text{ kN}$$

$$N_{ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow 118 < 242,05 \text{ kN}$$

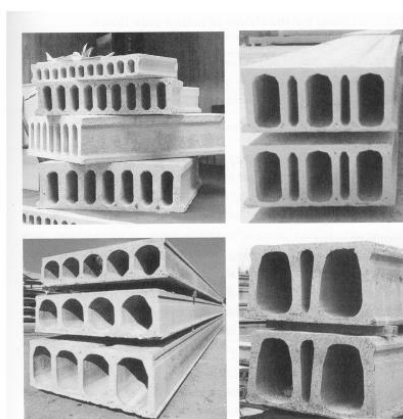
Επομένως δεν έχουμε μείωση της ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης αξονικής δύναμης και κάμψης.

## 3.2 Προκατασκευασμένες προεντεταμένες πλάκες με διαμήκεις οπές (Hollow core slabs ή Π-Δ-Ο)

### 3.2.1 Γενικά

Οι προκατασκευασμένες πλάκες με διαμήκεις οπές, είναι πλάκες που παράγονται βιομηχανικά από σκυρόδεμα υψηλής αντοχής. Η δημιουργία των διαμήκων οπών αποσκοπεί στην ελάφρυνση του ιδιοβάρους των πλακών και την οικονομία του υλικού. Έτσι η φέρουσα διατομή των πλακών συντίθεται από κορμούς μεταξύ των οπών με συνεχές πάνω και κάτω πέλμα. Οι πλάκες αυτού του τύπου είναι κατά κανόνα προεντεταμένες.

Η προένταση εφαρμόζεται στο κάτω πέλμα των πλακών, μέσω συνάφειας μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος. Δηλαδή προτανύονται οι τένοντες σε διαμήκεις πίστες και είναι τοποθετημένοι σε ακριβείς θέσεις έτσι ώστε, ένας ή δύο ή τρεις, να διατίθενται στο κάτω πέλμα των πλακών, στους κορμούς τους, σε θέση τέτοια ώστε να εξασφαλίζονται οι απαιτήσεις επικαλύψεώς τους με το σκυρόδεμα και ακολουθεί η διαδικασία εγχύσεως και συμπυκνώσεως του σκυροδέματος με αυτόματη πραγματοποίηση και των οπών.



Σχήμα 3.16 Δατομές προεντεταμένων πλακών

Μετά την σκυροδέτησή τους οι πλάκες υπόκεινται σε τεχνητή ωρίμανση (όπως μέσω θέρμανσης με ατμό) μέχρις ότου το σκυρόδεμα αποκτήσει την κατάλληλη αντοχή για την εφαρμογή της προεντάσεως (εκτιμάται γύρω στο 60 με 70 % της χαρακτηριστικής αντοχής τους σκυροδέματος σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό για προκατασκευασμένα στοιχεία PCI).

Μετά την εφαρμογή της προεντάσεως, και όσο ακόμα η πλάκα δεν έχει αποκτήσει την πλήρη αντοχή της, αποκόπτονται οι επιμέρους πλάκες από τη συνολική πίστα (120 έως 150 m). Η κοπή πραγματοποιείται με ειδικό μηχανολογικό εξοπλισμό.

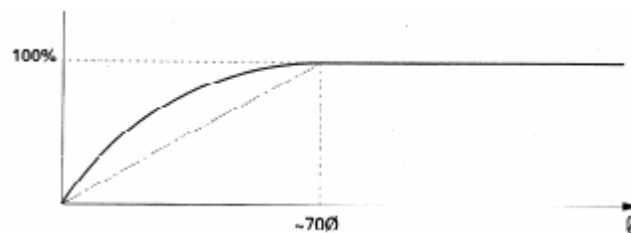
Κατά κανόνα, εκτός από τους ευθύγραμμους τένοντες προεντάσεως δεν τίθεται άλλου τύπου οπλισμός. Έτσι λοιπόν η αντοχή σε διάτμηση αναλαμβάνεται μόνο από τους κορμούς της πλάκας και εξαρτάται άμεσα από την ποιότητα του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί, το οποίο θα πρέπει να είναι υψηλής αντοχής ( $f_{ck} > 40/50 \text{ Mpa}$ ).

Λόγω του ειδικού μηχανολογικού εξοπλισμού που χρησιμοποιείται για τη δημιουργία του καλουπιού της πλάκας, το πλάτος της δε μπορεί να υπερβαίνει τα 1,2 m. Όσον αφορά τα πάχη, αυτά ξεκινούν από 12 cm και μπορεί να φτάσουν σε πολύ μεγάλα όπως 60, 70 ακόμη και 80 cm ανάλογα με τη χρήση τους. Οι οπές των πλακών καταλαμβάνουν ένα ποσοστό της τάξεως του 50% στο εμβαδόν της διατομής. Σε πλάκες πάχους μέχρι 20 cm το ποσοστό των κενών δεν είναι πάνω από 40%, ενώ για τα μεγαλύτερα πάχη το ποσοστό των κενών μπορεί να φτάσει μέχρι και 70%. Έτσι λοιπόν, η πρόπλακα είναι σχετικά μικρού βάρους σε σχέση με ολόσωμες πλάκες αντίστοιχου πάχους.

### 3.2.2 Ειδικά θέματα που σχετίζονται με Π-Δ-Ο

#### Εφαρμογή και εισαγωγή της προεντάσεως

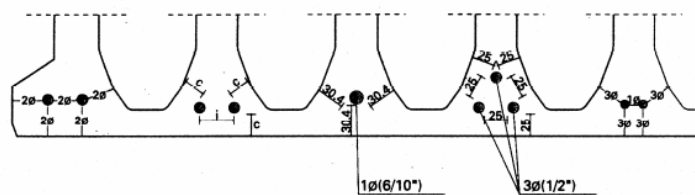
Η εφαρμογή της προεντάσεως πραγματοποιείται μέσω συνάφειας χάλυβα και σκυροδέματος. Όπως σε όλες τις περιπτώσεις προεντάσεως, η δύναμη προεντάσεως  $P_0$  κάθε τένοντα μεταφέρεται πλήρως στο σκυρόδεμα μέσα από ένα μήκος από το άκρο του τένοντα  $l_{bp}$ . Γενικά το μήκος αυτό μπορεί να θεωρηθεί περίπου  $70\Phi$  όπου  $\Phi$  η διάμετρος του τένοντα.



Σχήμα 3.17 Μήκος μεταβίβασης της δύναμης προεντάσεως

#### Εφελκυστικές τάσεις λόγω ολισθήσεως τενόντων

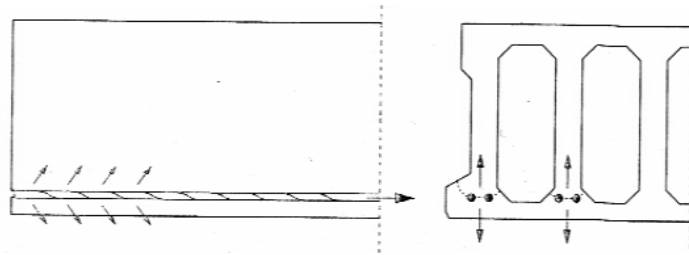
Όταν οι πλάκες αποκόπτονται από τη κλίνη προεντάσεως για τη δημιουργία των επιμέρους πλακών, οι τένοντες στα άκρα της κάθε πλάκας υφίστανται μια μικρή ολίσθηση λόγω τοπικής απεντάσεως. Η τοπική αυτή ολίσθηση ενδέχεται να δημιουργήσει τοπικό εφελκυσμό και να ρηγματωθεί το άκρο της πλάκας. Η κατάσταση αυτή επιδεινώνεται, όπως αναμένεται, αν η επικάλυψη των τενόντων δεν είναι η πρόβλεψη. Ωστόσο αν τηρηθούν οι επικαλύψεις που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα, τα φαινόμενα αυτά σχεδόν εκμηδενίζονται.



Σχήμα 3.18 τυπικές διατάξεις τενόντων και επικαλύψεις



Σε κάθε περίπτωση, όμως, θα πρέπει να ελέγχεται ότι οι αναπτυσσόμενες εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις  $\sigma_{sp}$  δεν ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.



Σχήμα 3.19 Εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις στη περιοχή μεταβίβασης της προεντάσεως

Η μέγιστη τιμή των εφελκυστικών αυτών τάσεων μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_0}{b_i e_o} \frac{15 a_e^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{l_{bp}}{e_o}\right)^{1,5} (1,3 a_e + 0,1)}$$

όπου

$b_i$  = ελάχιστο πάχος κορμού

$P_0$  =  $\sigma_{po} A_p$  = δύναμη προεντάσεως που αναπτύσσεται στον κορμό

$\sigma_{po}$  = τάση χάλυβα την στιγμή της εφαρμογής της

$A_p$  = επιφάνεια χάλυβα

$e_o$  = εκκεντρότητα χάλυβα

$a_e$  =  $(e_o - k)/h$

$k$  =  $W/h$  = πυρήνας της διατομής

$h$  = ύψος κορμού

$l_{bp}$  =  $\beta_b \Phi \cong 70\Phi$  = μήκος μεταβίβασης

$\Phi$  = ονομαστική διάμετρος τένοντα

#### Οριζόντιοι διαμήκεις αρμοί μεταξύ πλακών

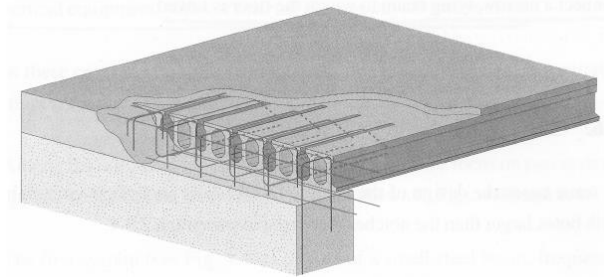
Για την δημιουργία πατωμάτων Π-Δ-Ο, οι πλάκες τίθενται η μία δίπλα στην άλλη και δημιουργούνται έτσι διαμήκεις αρμοί μεταξύ των πλακών οι οποίοι πληρούνται με κατάλληλο σκυρόδεμα για την αποκατάσταση εγκάρσιας σύνδεσεως μεταξύ τους. Οι αρμοί, μάλιστα, προβλέπονται και με διαμήκη οπλισμό ώστε να μεταφέρουν κατακόρυφη διατμητική δύναμη.

#### Πρόσθετη στρώση χυτού σκυροδέματος επί των πλακών Π-Δ-Ο

Ιδίως σε σεισμικές περιοχές όπως η χώρα μας, πατώματα με χρήση Π-Δ-Ο, προβλέπονται και με στρώση επιτόπου εγχυμένου σκυροδέματος επί των Π-Δ-Ο. Η στρώση αυξάνει τη δυσκαμψία του πατώματος και εξασφαλίζει τη διαφραγματική λειτουργία του. Το ελάχιστο πάχος της στρώσης αυτής στους διεθνείς κανονισμούς ορίζεται ως  $s \geq 4$  cm. Κατά κανόνα, αν από τους υπολογισμούς δεν προκύψουν άλλου τύπου οπλισμοί, η στρώση αυτή οπλίζεται με πλέγμα.

### Διαφραγματική λειτουργία

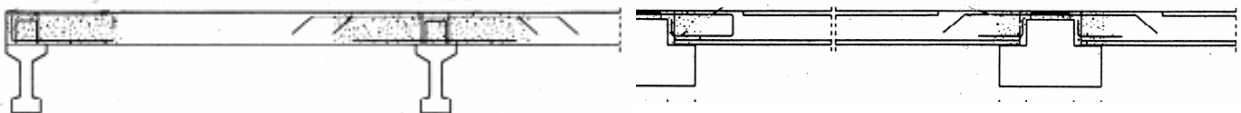
Όπως σε όλους τους τύπους πατώματων, έτσι και για τα πατώματα Π-Δ-Ο πρέπει να ελέγχεται η ικανότητάς τους να μεταφέρουν οριζόντιες δράσεις (απο σεισμό ή άνεμο) στα κατακόρυφα φέροντα μέλη της κατασκευής, χωρίς ουσιαστική παραμόρφωση στο επίπεδό τους. Η πρόσθετη στρώση χυτού σκυροδέματος και η οπλισή του με μεταλλικό πλέγμα καθώς και η πρόβλεψη διατμητικών οπλισμών στους αρμούς μεταξύ των πλακών, ενισχύουν σημαντικά τη διαφραγματική λειτουργία της πλάκας.



*Σχήμα 3.20 Πρόβλεψη διατμητικών οπλισμών στους αρμούς και έγχυση σκυροδέματος*

### Συνδέσεις

Οι προκατασκευασμένες προεντεταμένες πλάκες μπορούν να συνεργαστούν με δοκάρια και τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, με μεταλλικές και σύμμικτες δοκούς. Η σύνδεση με τα στοιχεία αυτά μπορεί να είναι απλή, όταν οι πρόπλακες απλά εδράζονται σαν αμφιέριστες πάνω στα δοκάρια, αλλά και συνεχής με αποκατάσταση της στατικής συνέχειας. Στην πρώτη περίπτωση πρέπει να διακόπτονται οι οπλισμοί πάνω από την σύνδεση, στην στρώση επιτόπου σκυροδέματος, έτσι ώστε να μην παρεμπόδιζεται ουσιαστικά η στρόφη των άκρων των πλακών και να μη παραλαμβάνουν αυτά ροπές. Το ακριβώς αντίθετο ισχύει για την περίπτωση του στατικού προσομοιώματος συνεχής δοκού.

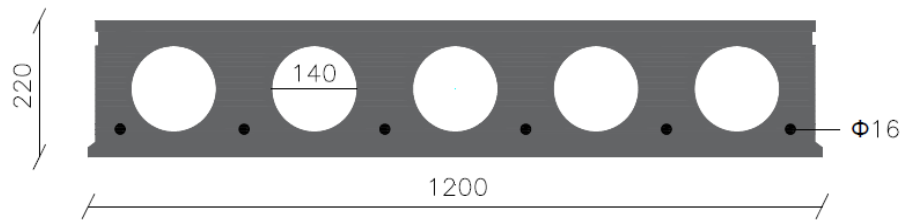


*Σχήμα 3.21 Απλή σύνδεση (δεξιά) Σύνδεση συνέχειας (αριστερά)*

### 3.2.3 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση Hollow core slabs που εδράζονται στα Deltabeams

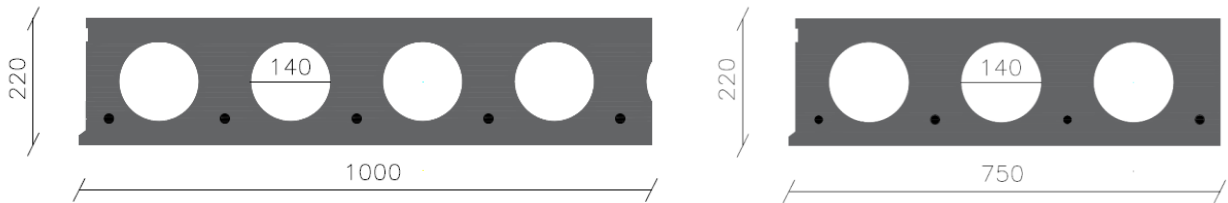
Η προεντεταμένη προκατασκευασμένη πλάκα που σχεδιάστηκε για την εν λόγω μελέτη φαίνεται παρακάτω:

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	Υλικά
πλάτος : 1200 mm	Σκυρόδεμα : C50/60
μήκος : 7200 mm	Χάλυβας προέντασης : Y1770s
διάμετρος οπής : 140 mm	
πλήθος οπών : 5	
Διάμετρος χάλυβα προέντασης : 16 mm	

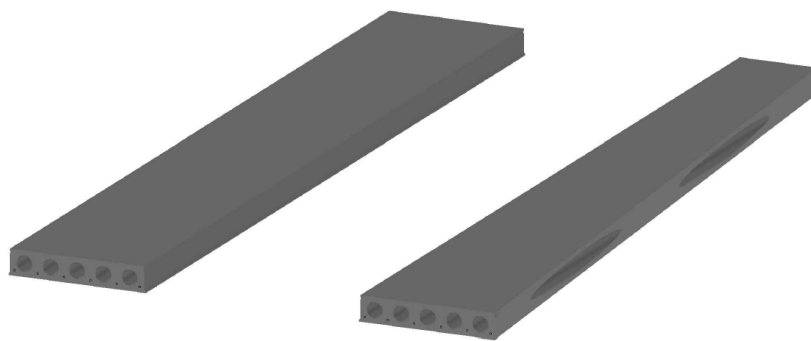


Σχήμα 3.22 Hollow core slab

Με σκοπό να καλύψουμε όλη την κάτοψη του 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου, η παραπάνω πλάκα επιτρέπεται να αποκόπτεται ώστε να καλύπτονται κατάλληλα τα εμβαδά. Για αυτό το σκοπό χρησιμοποιούμε και τις παρακάτω πλάκες οι οποίες προκύπτουν με αποκοπή της αρχικής πλάκας στα πλάτη του 1 m και 0,75 m.



Τέλος για τη διαμόρφωση της πλάγιας πλευράς του δώματος του πρώτου ορόφου, κόπηκε με ειδικό μηχανολογικό μηχανισμό, κατάλληλη πλάκα ώστε να προσαρμόζεται στο σχήμα της κάτοψης. Η πλάκα αυτή έχει από τη μία πλευρά πλάτος 1,2 m και από την άλλη πλευρά 0,7 m.



Σχήμα 3.23 Διαμόρφωση πλάκας

Για την προένταση, χρησιμοποιούμε 6 νήματα υψηλής εφελκυστικής αντοχής Y1770s διαμέτρου 16 mm. Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της τάσης είναι η ελάχιστη τιμή από τις  $0,8f_{pk}$  ,  $0,9f_{0,1k}$  , όπου  $f_{pk} = 1770$  Mpa και  $f_{0,1k} = 1540$  Mpa. Ωστόσο, σύμφωνα με τους Αμερικάνικους Κανονισμούς για προκατασκευασμένα/προεντεταμένα στοιχεία από σκυρόδεμα (PCI Design Manual) επιλέγεται τάση προέντασης  $0,7 f_{pk}$ .

Όταν τα προεντεταμένα νήματα κόβονται για να εφαρμόσουν την προένταση στο σκυρόδεμα, μόνο το ιδιοβάρος της πλάκας αντιστέκεται στις επιδράσεις της έκκεντρης προέντασης. Έλεγχος των τάσεων απαιτείται σε αυτό το σημείο για να καθορίσει αν το σκυρόδεμα ξεπεράσει την εφελκυστική του η θλιπτική του αντοχή στην πλευρά που θλίβεται η εφελκύεται αντίστοιχα λόγω προέντασης. Η δύναμη του σκυροδέματος εκείνη τη στιγμή είναι μόνο το 45 % ή το 50 % της χαρακτηριστικής του αντοχής (χρόνος που αντιστοιχεί σε 4 ημέρες μετά την σκυροδέτηση της προπλακας).

Επιπλέον στιγμιαίες απώλειες έχουμε τη στιγμή της επιβολής της προέντασης. Αυτές οφείλονται στην ελαστική βράχυνση του σκυροδέματος. Καθώς επιβάλλεται η προένταση, το σκυρόδεμα βραχύνεται αναλογικώς προς την επιβαλλόμενη δύναμη. Η ελαστική αυτή βράχυνση του σκυροδέματος προκαλεί μείωση της τάσεως των νημάτων. Η ελαστική βράχυνση του σκυροδέματος λόγω προέντασης, υπολογίζεται ως εξής:

$$\Delta \epsilon_p = \epsilon_{c0} \sum_i^n \frac{n-i}{n} = \epsilon_{c0} \frac{n-1}{2n}$$

$$\Delta \sigma_{p0}(x) = J \frac{E_p}{E_c} \sigma_c(x)$$

Όπου

$\Delta \epsilon_p$  = η μέση βράχυνση

$\epsilon_{c0}$  = η συνολική βράχυνση στο κέντρο βάρους των τενόντων

$\Delta \sigma_{p0}$  = η πτώση τάσεως των τενόντων

$\sigma_c(x)$  = η τάση σκυροδέματος στο κέντρο βάρους των τενόντων

Η προένταση εδώ, επιβάλλεται μέσω άμεσης συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και του χάλυβα προέντασης, επομένως απώλειες λόγω ολίσθησης δεν έχουμε.

ελαστική βράχυνση		Χαρακτηριστικά προέντασης	
$E_c =$	37000 Mpa	$A_c =$	0,187 m <sup>2</sup>
$E_p =$	200000 Mpa	$y_p =$	0,065 m
$A_c =$	0,187 m <sup>2</sup>	$y_{1n} =$	0,11 m
$n =$	6	$y_{2n} =$	0,11 m
$A_t =$	1206,37 mm <sup>2</sup>	$I =$	0,00095 m <sup>4</sup>
$\sigma_{pi} =$	1239 Mpa	$w_1 =$	0,00863 m <sup>3</sup>
$\Sigma P_i =$	1494,69 kN	$w_2 =$	0,00863 m <sup>3</sup>
$\epsilon_{c,0} =$	0,216 ‰	$A_1 =$	-12,88
$\Delta \epsilon_p =$	0,09 ‰	$A_2 =$	2,18
$\Delta \sigma_{pi} =$	18,00 Mpa		
1,5% άμεσες απώλειες			

Η δύναμη λοιπόν με την οποία επιβάλλουμε την προένταση είναι

$$P = 98,5\% \cdot 0,7 f_{pk} \cdot A_{ps} = 14723 \text{ kN}$$

Κατά τη φάση που κόβονται τα προεντεταμένα νήματα κάνουμε τον πρώτο έλεγχο κατά τον οποίο θα πρέπει το άθροισμα των τάσεων από την προένταση και τη κάμψη λόγω ιδιοβάρους να είναι μικρότερη μικρότερη κατά απόλυτη τιμή της θλιπτικής αντοχής της διατομής στην ίνα που εφελκύεται λόγω κάμψης. Αν προκύψει εφελκυσμός από την προένταση στην ίνα που θλίβεται λόγω κάμψης, αυτός θα πρέπει να είναι μικρότερος της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος.

Τάσεις λόγω ιδιοβάρους:

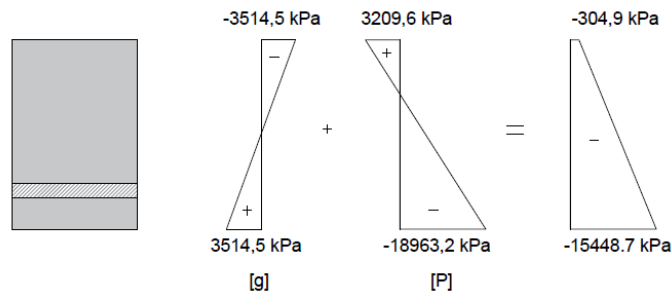
$$\sigma_2 = -\frac{M}{w_2} = -\frac{30,33}{0,00863} = -3514,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{M}{w_1} = \frac{30,33}{0,00863} = 3514,5 \text{ kPa}$$

Τάσεις λόγω προέντασεως:

$$\sigma_2 = A_2 \cdot P = 3209,6 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = A_1 \cdot P = -18963,2 \text{ kPa}$$



Παρατηρούμε ότι δεν υπερβαίνεται το όριο  $45\%f_{ck} = 22500 \text{ kPa}$  και σε αυτή τη φάση όλη η διατομή είναι υπό θλίψη

Μελετώντας σε χρόνο τώρα αρκετά μετά την επιβολή της προέντασης θα έχουμε:

Τάσεις λόγω πρόσθετων μόνιμων :

$$\sigma_2 = -\frac{M}{w_2} = -\frac{15,55}{0,00863} = -1802,19 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{M}{w_1} = \frac{15,55}{0,00863} = 1802,19 \text{ kPa}$$

Τάσεις λόγω κινητών:

$$\sigma_2 = -\frac{M}{w_2} = -\frac{23,33}{0,00863} = -2703,28 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{M}{w_1} = \frac{23,33}{0,00863} = 2703,28 \text{ kPa}$$

Τάσεις λόγω έγχυσης επιτόπου σκυροδέματος :

$$\sigma_2 = -\frac{M}{w_2} = -\frac{8,75}{0,00863} = -1013,73 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{M}{w_1} = \frac{8,75}{0,00863} = 1013,73 \text{ kPa}$$

Όσον αφορά τις απώλειες 'εν χρόνω', αυτές αναφέρονται στις απώλειες λόγω ερπυσμού, συστολής ξηράνσεως και χαλάρωσης του χάλυβα. Αυτές υπολογίζονται ως εξής:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\epsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} y_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \phi(t, t_0)]}$$

Όπου:

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$  = Μείωση τάσεως τενόντων
- $\epsilon_{cs}$  = Μέτρο συστολής ξηράνσεως
- $E_p, E_{cm}$  = Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα και συροδέματος
- $\Delta \sigma_{pr}$  = Μείωση τάσεως τενόντων λόγω χαλαρώσεως
- $\phi(t, t_0)$  = συντελεστής ερπυσμού στο χρόνο t για ηλικία φορτίσεως  $t_0$
- $\sigma_{c, QP}$  = τάση σκυροδέματος στη στάθμη του κέντρου βάρους των τενόντων
- $A_p$  = Συνολική διατομή τενόντων
- $A_c$  = Διατομή σκυροδέματος
- $I_c$  = Ροπή αδράνειας διατομής
- $y_{cp}$  = εκκεντρότητα του 'μέσου' τένοντα

Θεωρώντας ότι οι πλάκες κόβονται από την διαμήκη πίστα στις 4 μέρες και βρέχονται 2 ημέρες μετά την σκυροδέτησή τους βρίσκουμε τις συνολικές απώλειες 'εν χρόνω':

Αντοχή σκυροδέματος τη στιγμή της προεντάσεως	Συντελεστής ερπυσμού	τάση στη στάθμη των τενόντων	Αυτογενής συστολή
για $\tau=4$ ημερες $\beta_{cc}= 0,7$ $f_{ck}(4)= 30 \text{ Mpa}$	$h_0= 0,13 \text{ m}$ $\phi(\infty, 4)= 1,5$	$\sigma_g= 3740,56 \text{ kPa}$ $\sigma_{Pm}= -14426 \text{ kPa}$ $\sigma_g + \sigma_{Pm}= -10686 \text{ kPa}$ $E_c=1,05 E_{cm}$ $\epsilon_{cc}(\infty, 4)= -0,0004$	$\epsilon_{ca}(\infty)= 0,0001$ για $\tau=4$ ημερες είναι $\beta_{as}(4)= 0,33$ Εναπομείνουσα $6 \times 10^{-5}$

Συστολή ξήρανσης	Χαλάρωση χάλυβα προεντάσεως	Συνολικές Χρόνιες Απώλειες
$e_{cd,0}= 0,000215$ $k_h= 0,955$ $e_{cd,\infty}= 0,000205325$ $\beta_{ds}(4,2)= 0,999044891$ $\epsilon_{cd}(4)= 0,000205129$ συνολική εναπομ. $3 \times 10^{-4}$	$\sigma_{pi}= 122 \text{ kN/cm}^2$ $\rho=2,5$ $\Delta \sigma_{pr}= 47,60 \text{ Mpa}$	$\Delta \sigma_p= 185,57 \text{ KN}$ 13%

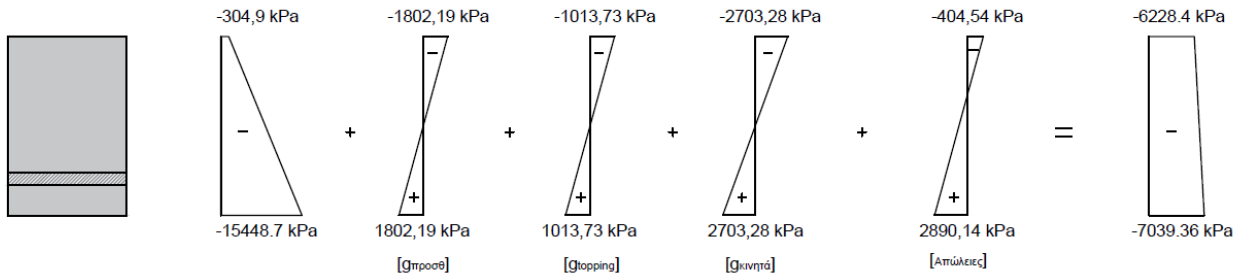
Άρα οι χρόνιες απώλειες αντιστοιχούν στο 13% της αρχικής δύναμης προέντασης.

Τάσεις λόγω χρόνιων απωλειών:

$$\sigma_2 = -\Delta \sigma_p \cdot A_2 = -185,57 \cdot 2,18 = -404,54 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = -\Delta \sigma_p \cdot A_1 = -185,57 \cdot (-12,88) = 2890,14 \text{ kPa}$$

Συνεχίζοντας το διάγραμμα τάσεων για ,θεωρητικά, άπειρο χρόνο μετά την προένταση της πλάκας θα έχουμε:

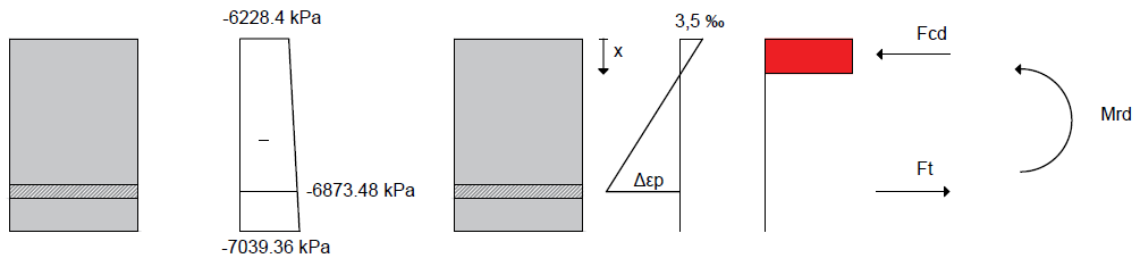


Παρατηρούμε ότι και στην τελική φάση όλη η διατομή υπόκειται σε θλίψη και ότι οι τιμές των θλιπτικών τάσεων δε ξεπερνούν το όριο  $0,45 f_{ck} = 22500 \text{ kPa}$ .

### Αντοχή σε κάμψη

Η τάση στο κέντρο βάρους των τενόντων είναι  $\sigma_{c,g+P_{oc}} = -6873,48 \text{ kPa}$ . Το συμβατικό όριο διαρροής του χάλυβα Y1770s είναι  $f_{p0,1k} = 1540 \text{ Mpa}$ , άρα το όριο διαρροής είναι  $f_{pd} = 1540/1,15 = 1339 \text{ Mpa}$ . Η ανηγμένη παραμόρφωση για την οποία ο χάλυβας προεντάσεως διαρρέει είναι :  $\epsilon_{yd} = f_{pd}/E = 1339/195000 = 6,86 \%$ .

Έστω ότι ο χάλυβας προέντασης έχει διαρρεύσει.



Μορφώνοντας την εξίσωση ισότητας  $F_{cd} = F_t$ , βρίσκουμε το ύψος της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος και ελέγχουμε αν ισχύει  $\epsilon_{p0} + \Delta\epsilon_p > 6,86 \%$ . Με τον ίδιο τρόπο εργαζόμαστε και για τις πλάκες που κόπτονται. Θα δούμε εντέλει ότι δεν διαρρέει ο χάλυβας παρα μόνο η άνω ίνα του σκυροδέματος. Για την πλάκα που με τα δύο διαφορετικά πλάτη στα άκρα της, θεωρούμε συντηρητικά ότι η αντοχής της προέρχεται από το άκρο με το μικρότερο πλάτος.

Αντοχή σε ροπή											
slab 1		slab 2		slab 3		slab 4					
b =	1,2	m	b =	1	m	b =	0,75	m	b =	0,7	m
Ft=	1530,25	kN	Ft=	1279,35	kN	Ft=	975,02	kN	Ft=	807,67	kN
x=	0,062418	m	x=	0,06228	m	x=	0,0643	m	x=	0,05305	m
Fcd=	1530,25	kN	Fcd=	1279,35	kN	Fcd=	975,02	kN	Fcd=	807,67	kN
f(x)=	0,00014		f(x)=	0,00037		f(x)=	-0,0001		f(x)=	4,7E-05	
Δε <sub>p</sub> =	0,006313		Δε <sub>p</sub> =	0,00633		Δε <sub>p</sub> =	0,00603		Δε <sub>p</sub> =	0,00805	
ε <sub>ολ</sub> =	0,006499		ε <sub>ολ</sub> =	0,00652		ε <sub>ολ</sub> =	0,00621		ε <sub>ολ</sub> =	0,00823	>6,86%
Mrd=	229,59	kNm	Mrd=	192,01	kNm	Mrd=	145,55	kNm	Mrd=	124,20	kNm
Med=	135,7	kNm	Med=	100,5	kNm	Med=	85,7	kNm	Med=	112,8	kNm

Η Med είναι η μέγιστη ροπή που προέκυψε για το βασικό στατικό συνδυασμό από το Sofistik.

### Αντοχή σε διάτμηση

Όπως έχουμε εξηγήσει, η τέμνουσα αναλαμβάνεται μονάχα από τους κορμούς των προεντεταμένων πλακών. Οι αντοχές τους έχουν υπολογιστεί παρακάτω, ενώ για την πλάκα με διαφορετικά πλάτη στα άκρα, θεωρείται, όπως είναι λογικό, αυτά να έχουν διαφορετική αντοχή, με το άκρο με τους περισσότερους κορμούς να έχει τη μεγαλύτερη αντοχή σε διατμηση

Αντοχή σε τέμνουσα											
slab 1			slab 2			slab 3			slab 4		
b =	1200	mm	b =	1000	mm	b =	750	mm	b =	700	mm
h=	220	mm	h=	220	mm	h=	220	mm	h=	220	mm
d οπών			d οπών			d οπών			d οπών		
=	140	mm	=	140	mm	=	140	mm	=	140	mm
n οπών=	5		n οπών=	4		n οπών=	3		n οπών=	3	
d <sub>top</sub> =	40	mm	d <sub>top</sub> =	40	mm	d <sub>top</sub> =	40	mm	d <sub>top</sub> =	40	mm
d <sub>rein</sub> =	45	mm	d <sub>rein</sub> =	45	mm	d <sub>rein</sub> =	45	mm	d <sub>rein</sub> =	45	mm
A=	187031	mm <sup>2</sup>	A=	158425	mm <sup>2</sup>	A=	118818,6	mm <sup>2</sup>	A=	107819	mm <sup>2</sup>
A <sub>web</sub> =	110000	mm <sup>2</sup>	A <sub>web</sub> =	94710	mm <sup>2</sup>	A <sub>web</sub> =	74855	mm <sup>2</sup>	A <sub>web</sub> =	61600	mm <sup>2</sup>
n <sub>rein</sub> =	6		n <sub>rein</sub> =	5		n <sub>rein</sub> =	4		n <sub>rein</sub> =	4	
Φ=	16	mm	Φ=	16	mm	Φ=	16	mm	Φ=	16	mm
A <sub>t</sub> =	1206,37	mm <sup>2</sup>	A <sub>t</sub> =	1005,31	mm <sup>2</sup>	A <sub>t</sub> =	804,25	mm <sup>2</sup>	A <sub>t</sub> =	804,25	mm <sup>2</sup>
ρ <sub>I</sub> =	0,011		ρ <sub>I</sub> =	0,011		ρ <sub>I</sub> =	0,011		ρ <sub>I</sub> =	0,013	
k=	1,95		k=	1,95		k=	1,95		k=	1,95	
Vrd,c=	81,72	kN	Vrd,c=	70,36	kN	Vrd,c=	55,61	kN	Vrd,c=	48,45	kN
Ved=	76,50	kN	Ved=	56,90	kN	Ved=	48,50	kN	Ved=	26,70	kN

Η Ved είναι η μέγιστη τέμνουσα που προέκυψε για το βασικό στατικό συνδυασμό από το Sofistik.

### Έλεγχος εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων στο κορμό

Σύμφωνα με το τύπο :

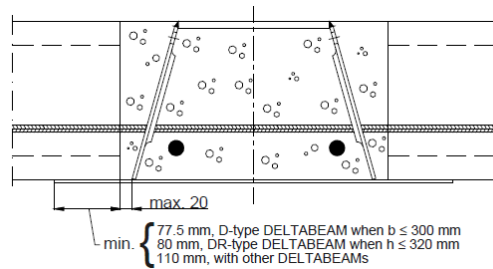
$$\sigma_{sp} = \frac{P_0}{b_{ieo}} \frac{15ae^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{lb_p}{e_o}\right)^{1,5} (1,3ae + 0,1)}$$

έχουμε  $\sigma_{sp} = 0,185 \text{ Mpa} < f_{ctm} = 4,1 \text{ Mpa}$



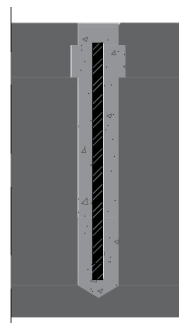
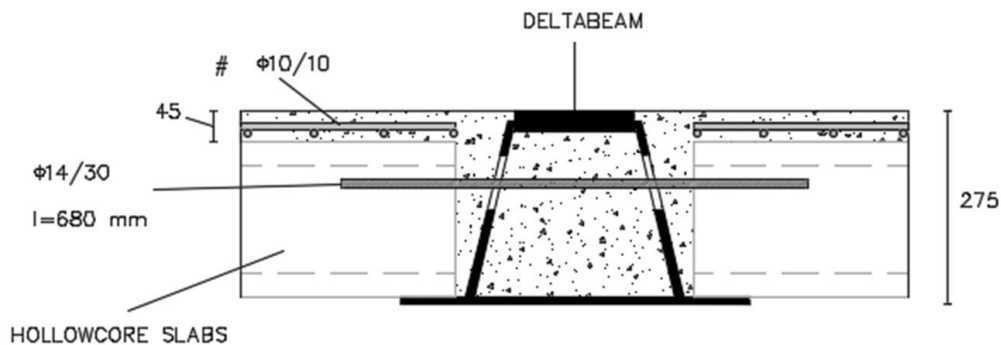
### 3.2.4 Κατασκευαστικές πληροφορίες

Σύμφωνα με την εταιρεία παραγωγής των μεταλλικών δοκών Deltabeams , η έδραση των προκατασκευασμένων πλακών στα πέλματα των δοκών θα πρέπει να ικανοποιεί τους περιορισμούς που περιγράφει η παρακάτω εικόνα:



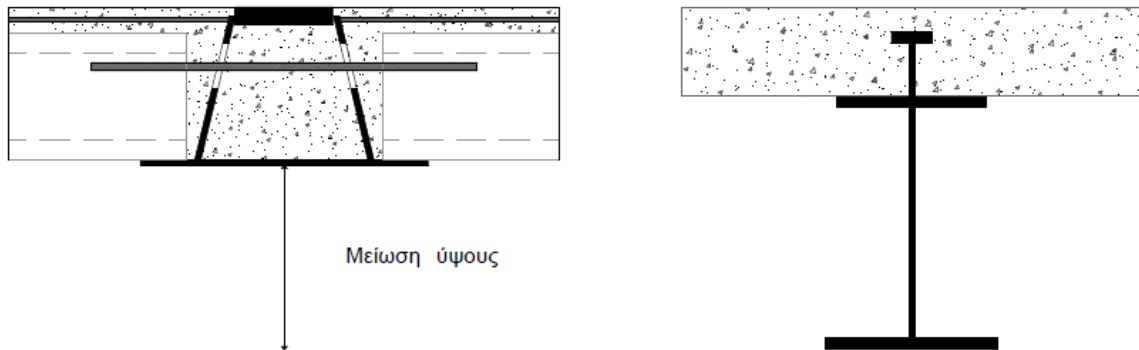
Στη περίπτωση της εν λόγω μελέτης ισχύει ότι  $b=300\text{mm}$  για D-type Deltabeam, επομένως η ελάχιστη απόσταση έδρασης της πρόπλακας είναι 77,5 mm. Επιλέχθηκε απόσταση έδρασης 80 mm.

Επιπλέον για την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας, τοποθετείται επάνω στις προκατασκευασμένες πλάκες, μετά την έδρασή τους, μεταλλικό πλέγμα  $\Phi 8/10$  και μετέπειτα εγχύεται σκυρόδεμα C30/37 (ίδιας ποιότητας με αυτό που εγχύεται στα Deltabeams) πάχους 45 mm. Τέλος, προβλέπονται, μεταξύ των αρμών των πλακών, δίμητοι συνδετήρες  $\Phi 8$  ώστε να βελτιωθεί κι άλλο η ικανότητα του πατώματος να παραλαμβάνει διατμητικές τάσεις.



Σχήμα 3.24 Τρόποι ενίσχυσης διαφραγματικής λειτουργίας

### 3.2.5 Μείωση του ύψους του κτιρίου – οικονομία χώρου

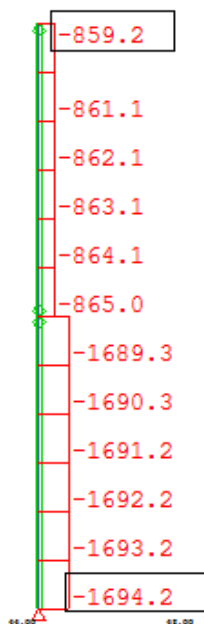


Συμπεραίνουμε ότι, εφαρμόζοντας το παραπάνω σύστημα κατασκευής οριζόντιων πατωμάτων, μπορούμε να πετύχουμε σημαντική μείωση στο ύψος του ορόφου, άρα και του κτιρίου, αλλά και συνθήκες που ευνοούν τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό του. Επίσης, η μείωση του πάχους του πατώματος επιφέρει και μείωση υλικών που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή. Με το σύστημα Deltabeams – προκατασκευασμένες πλάκες μπορούμε να εξοικονομήσουμε έως και 60 cm σε κάθε όροφο, σε σύγκριση με πιο παραδοσιακές τεχνικές κατασκευής σύμμικτων πατωμάτων, όπως η χρησιμοποίηση διατομών διπλού ταυ με πλάκα σκυροδέματος ή χαλυβδόφυλλο, επιτυγχάνοντας μάλιστα ίσες ή και μεγαλύτερες αντοχές.

### 3.3 Υποστυλώματα

Στο κτίριο χρησιμοποιούνται υποστυλώματα διατομής διπλού ταυ HEB300. Γίνεται ο έλεγχος στον βασικό στατικό συνδυασμό για το δυσμενέστερο υποστύλωμα, εκτός συστήματος Fuseis , με την μεγαλύτερη αξονική δύναμη.

Αξονική δύναμη



Τα υποστυλώματα εκτός συστήματος Fuseis καταπονούνται μόνο από αξονική δύναμη. Αυτό γιατί είναι συνδεδεμένα με τις συνεχείς δοκούς deltabeams αρθρωτά. Τα υποστυλώματα στο σύστημα Fuseis καταπονούνται από κάμψη και διάτμηση. Ο έλεγχος για τον σεισμικό συνδυασμό, που κρίθηκε κρισιμότερος για τα υποστυλώματα του Fuseis, πραγματοποιείται στο αντίστοιχο κεφάλαιο

## Έλεγχος διατομής στο βασικό συνδυασμό

Χαρακτηριστικά διατομής HEB300

$f_y$ (kPa)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vy}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{pl,z}$ (cm <sup>3</sup> )
355000	149,1	47,43	114	1869	870,1
$h_w$ (cm)	26,2	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	24170	L (m)	3,4
$t_w$ (cm)	1,1	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	8563	L <sub>cr</sub> (m)	3,4
h (cm)	30	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )	185	E (Gpa)	210
b (cm)	30	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	1688000	G (Gpa)	81
$t_f$ (cm)	1,9				

**Αξονική δύναμη**

$N_{c,Rd}$	5293,05	kN
$N_{ed}$	1694,20	kN

**Έλεγχος υποστυλώματος σε λυγισμό**

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2}$$

$N_{cr,y}$	36592,51	kN
$N_{cr,z}$	12964,08	kN

Μειωτικοί συντελεστές  $\chi_y, \chi_z$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

$\lambda_y/\lambda_1$	0,35
$\lambda_z/\lambda_1$	0,64

Καμπύλη y-y	b	$\alpha_y$	0,34
Καμπύλη z-z	c	$\alpha_z$	0,49

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\Phi_y$	0,59
$\Phi_z$	0,81

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

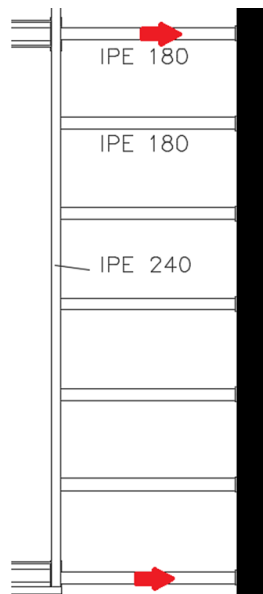
$\chi_y$	0,95
$\chi_z$	0,76

$N_{b,Rd}$	4030,96	kN
$N_{ed}$	1694,20	kN

### 3.4 Διαστασιολογηση διαδρόμου

Ο διάδρομος τοποθετείται μεταξύ του κτιρίου και του τοίχου. Στο κτίριο εδράζεται πάνω σε δοκάρια που τρέχει στη μεγάλη πλευρά. Το δοκάρια αυτό κοχλιώνεται πάνω στο κάτω πέλμα των deltabeams. Από την άλλη πλευρά οι διαδοκίδες του διαδρόμου πακτώνονται στο τοίχο (για να μειωθούν τα βέλη). Στην ουσία οι διαδοκίδες του διαδρόμου καταπονούνται μόνο από τα σεισμικά φορτία αφού η ροπή κάμψης που εμφανίζεται σε αυτές είναι μικρή. Επομένως το κριτήριο με το οποίο διαστασιολογούμε τις διαδοκίδες είναι η αντοχή τους έναντι λυγισμού. Λόγω του στατικού προσομοιώματος, οι διαδοκίδες που καταπονούνται περισσότερο είναι αυτές που αποτελούν τις προεκτάσεις των deltabeams.

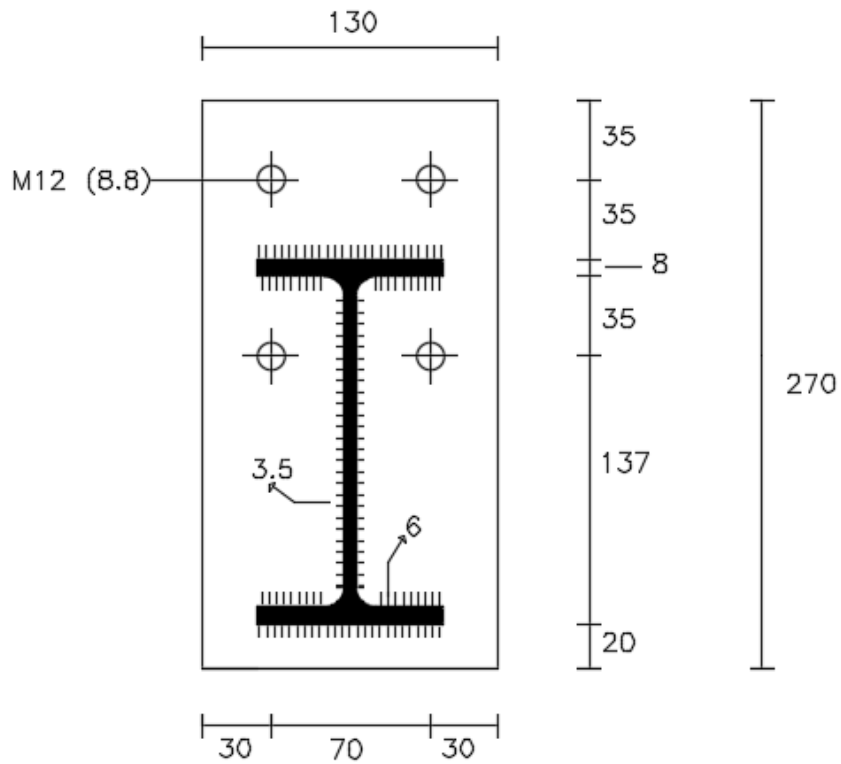
Από τον σεισμικό συνδυασμό προέκυψε η μέγιστη αξονική δύναμη της διαδοκίδας που αποτελεί την επέκταση των deltabeam ίση με  $N_{Ed}=97 \text{ kN}$ .



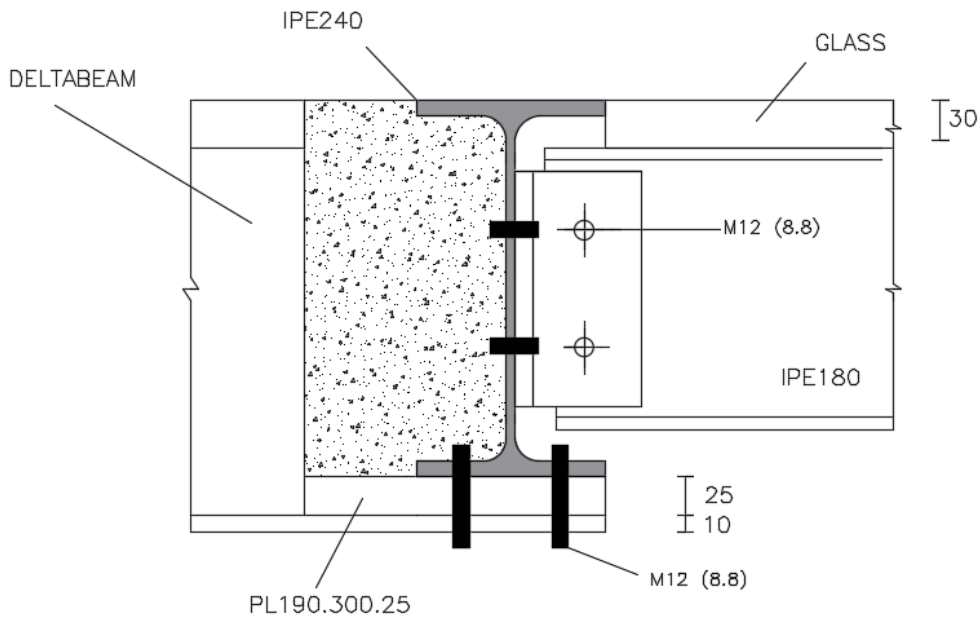
Σχήμα 3.25 Ροή σεισμικής δύναμης από τα deltabeams και διαδοκίδες που καταπονούνται

Υπολογισμός αντοχής αξονικής δύναμης έναντι λυγισμού			
IPE180		$N_{c,Rd} =$	562,825 kN
$A =$	23,95 cm <sup>2</sup>		
$A_{vz} =$	11,25 cm <sup>2</sup>	Λυγισμός	
$t_w =$	5,3 mm	$N_{cr} =$	4738,9522 kN
$t_f =$	8 mm	$\lambda =$	1,0897968
$h =$	180 mm	$\Phi =$	1,245094
$b =$	91 mm	$x =$	0,5413428
$I =$	13170000 mm <sup>4</sup>	$N_{c,red} =$	304,68125 kN
$f_y =$	235 Mpa		

Για τη δοκό που τρέχει πάνω στο κάτω πέλμα των deltabeams επιλέγεται η διατομή IPE 240. Παρακάτω φαίνεται ο τρόπος σύνδεσης μεταξύ διαδοκίδων δοκού καθώς και η πάκτωση της διαδοκίδας στον τοίχο με αγκύρια.



Σχήμα 3.26 Πάκτωση της διαδοκίδας στον τοίχο.



Σχήμα 3.27 Σύνδεση διαδοκίδων και δοκού που 'τρέχει' στο επεκταμένο πέλμα των deltabeams

### 3.5 Όπλιση τοίχου

Ο τοίχος θεωρείται ότι έχει εύκαμπτο πέδιλο το οποίο επιτρέπει τη στροφή. Στο προσομοίωμά μας τον λαμβάνουμε αρθρωμένο. Δηλαδή, ο τοίχος ‘στηρίζεται’ στο κτίριο και δεν προσδίδει δυσκαμψία σε αυτό. Σε αυτόν μεταβιβάζονται οι αξονικές δυνάμεις των διαδοκίδων που αποτελούν προεκτάσεις των deltabeams, οι οποίες είναι σχετικά μεγάλες και ενδέχεται να τον καταστρέψουν κατά την ενδεχόμενη σεισμική καταπόνηση, εάν αυτός δεν οπλιστεί επαρκώς.

Η όπλιση του τοίχου έγινε με τη βοήθεια των modules ‘ULS Design’ και ‘ACCI Design’ του Sofistik. Το πρώτο αναφέρεται σε σχεδιασμό για οριακή κατάσταση αστοχίας, ενώ το δεύτερο για σχεδιασμό για τυχαία φορτία (σεισμός). Πριν όμως εκτελέσουμε τα υποπρογράμματα αυτά για να βρούμε τους οπλισμούς, ορίσαμε κάποιους παραμέτρους. Αυτοί ήταν οι διαμετροί των οπλισμών και των συνδετήρων, η επικάλυψη του σκυροδέματος και οι ελάχιστοι οπλισμοί. Επιλέχθηκε διάμετρος κύριου οπλισμού 12mm και διάμετρος συνδετήρων 8 mm. Σύμφωνα με το εδάφιο 9.6 του Ευρωκώδικα 2 έχουμε για τους οπλισμούς του τοιχώματος:

- Η ελάχιστη τιμή του κατακόρυφου οπλισμού  $A_{sv,min}$  είναι  $0,002A_c$
- Η ελάχιστη τιμή του οριζόντιου οπλισμού  $A_{sh,min}$  είναι ίση με το  $\max (0,25 A_{sv} ; 0,001 A_c)$ . Η απόσταση μεταξύ δύο γειτονικών ραβδών δε θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 400 mm

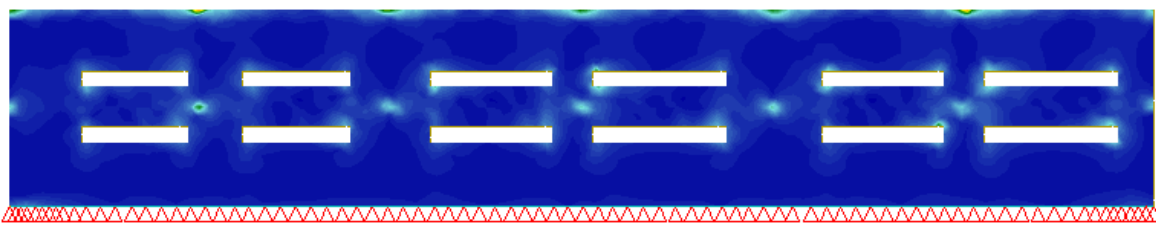
Direction		Top (A)	Bottom (B)
Outer reinforcement (0 ... 180)		90,00	90,00

Distance		Top (A)	Bottom (B)
Outer reinforcement (H)		30,0 mm	30,0 mm
Inner reinforcement (DH)		10,0 mm	10,0 mm

Σχήμα 3.26 Παράμετροι όπλισης

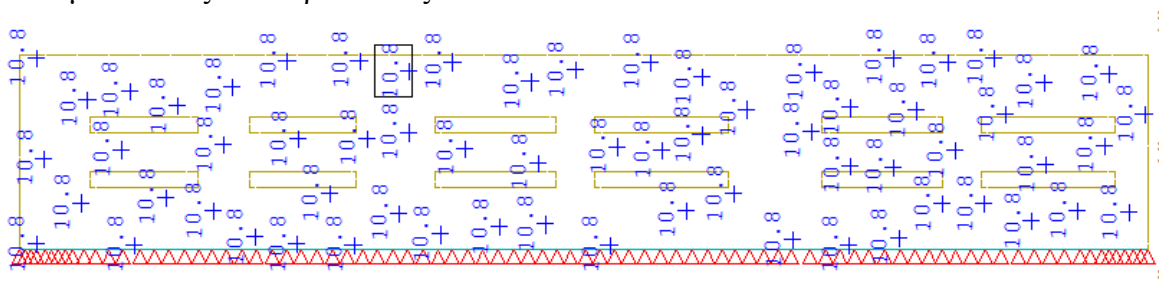
Στην συνέχεια ‘τρέξαμε’ τα υποπρογράμματα με βάση τα κρισιμότερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τον βασικό στατικό συνδυασμό και τον σεισμικό συνδυασμό. Να αναφέρουμε ότι, κρισιμότερος είναι ο σεισμικός συνδυασμός και η όπλιση του τοίχου ώστε να μπορεί να παραλάβει τις τέμνουσες που του μεταβιβάζονται. Παρακάτω μπορούμε να δούμε πως καταπονείται ο τοίχος.



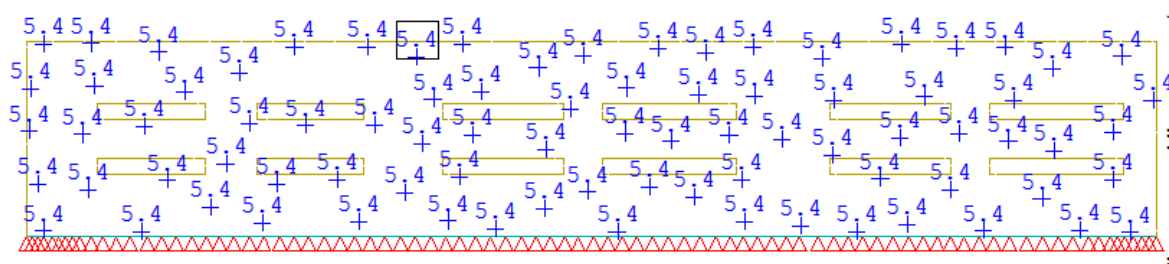
Σχήμα 3.27 Καταπόνηση τοίχου

Είναι εύκολο να παρατηρήσουμε, λοιπόν, ότι φορτίζεται στα σημεία που ακουμπάνε οι διαδοκίδες – προεκτάσεις των μεταλλικών δοκών.

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα παρατίθενται οι κύριοι οπλισμοί και οι συνδετήρες οι οποίοι θα παραλάβουν την τέμνουσα. Επιλέγουμε το layer το οποίο θα μας δώσει μεγαλύτερες απαιτήσεις για οπλισμό και στις δυο περιπτώσεις.



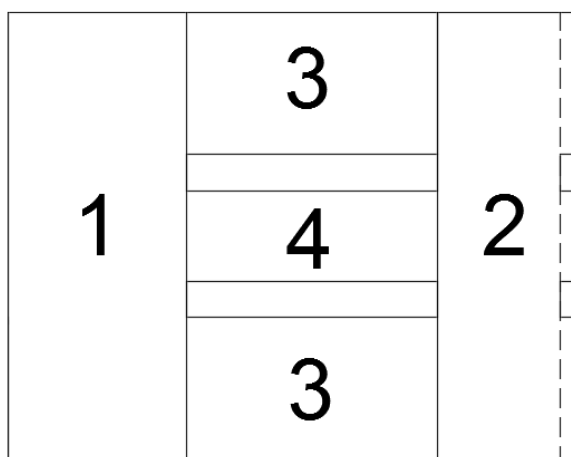
Σχήμα 3.28 Απαίτηση κύριου οπλισμού

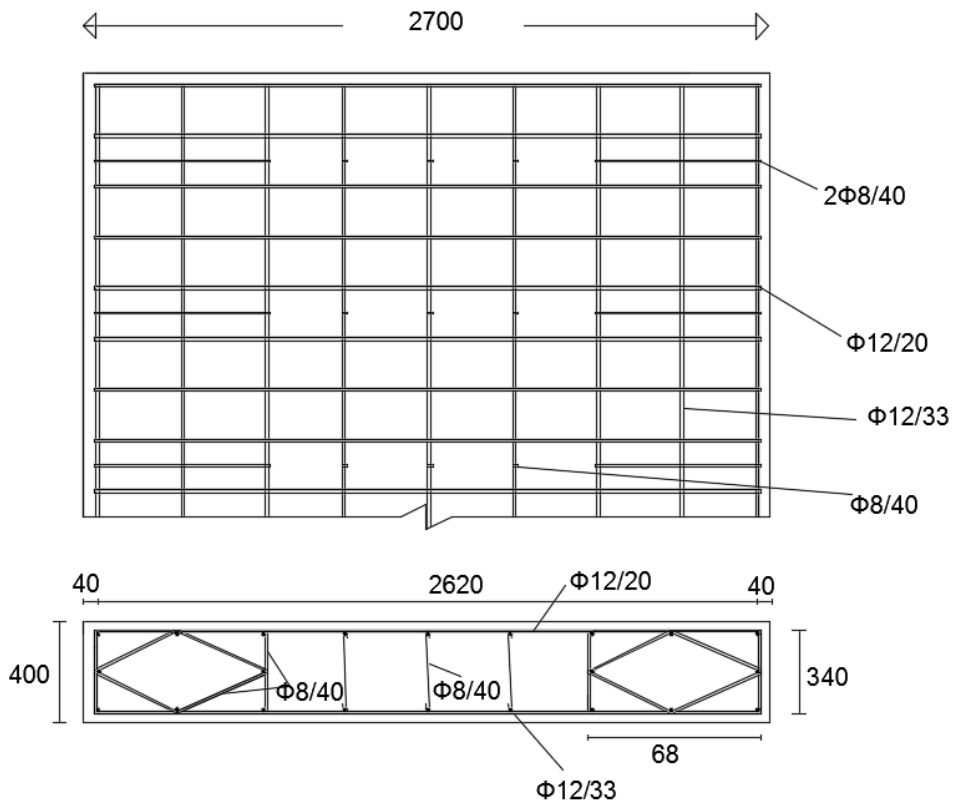


Σχήμα 3.29 Απαίτηση οπλισμού διάτμησης

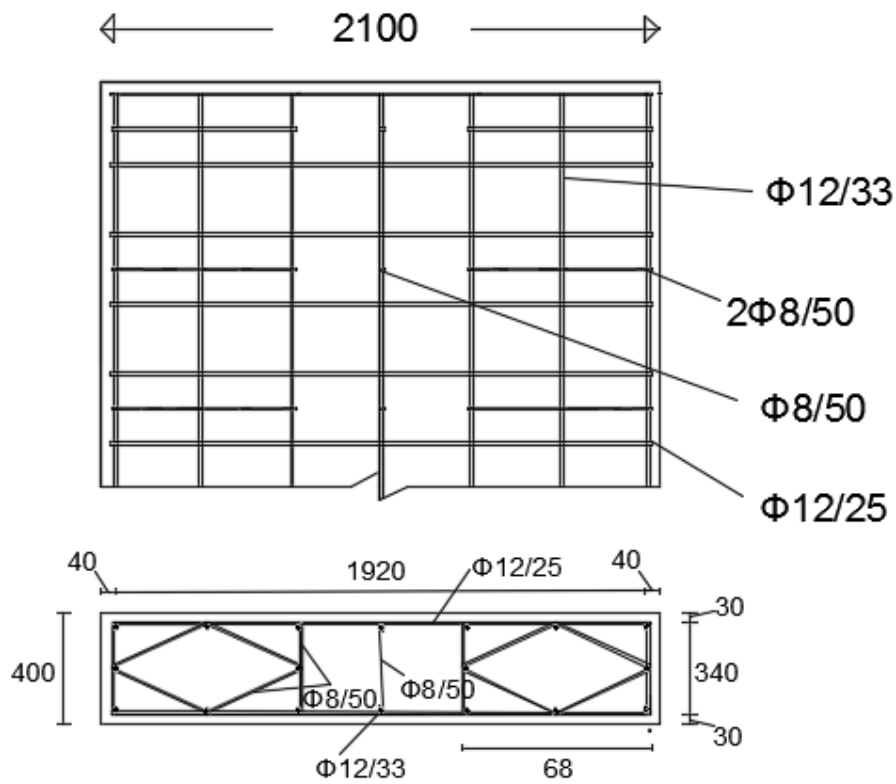
Παρατηρούμε ότι δεν χρειάστηκε περαιτέρω οπλισμός από τον ελάχιστο αφού  $A_{sv,min}=21,6 \text{ cm}^2$  ( $10,8 \text{ cm}^2$  σε κάθε παρειά) και  $A_{sh,min} = 10,8 \text{ cm}^2$  ( $5,4 \text{ cm}^2$  σε κάθε παρειά).

Ακολουθούν τα σχέδια όπλισης του τοίχου σύμφωνα με το παρακάτω διάγραμμα όπλισης:



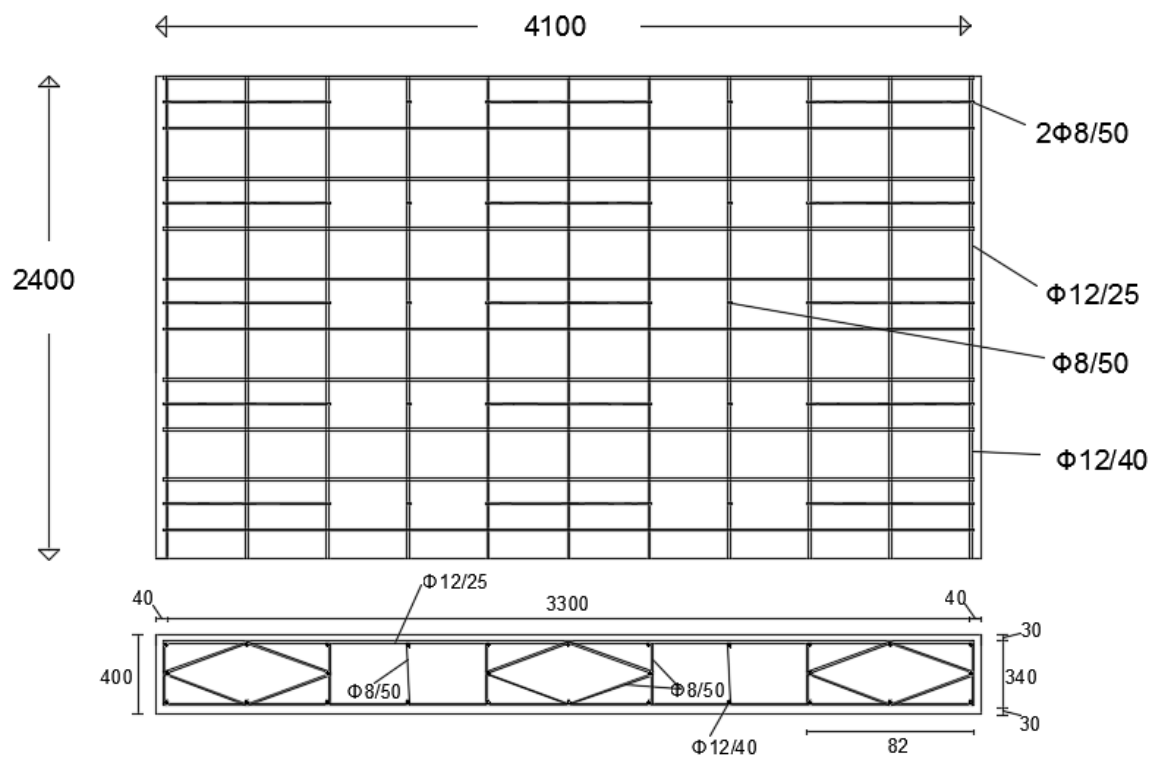


Σχήμα 3.30 Όπλιση περιοχής 1

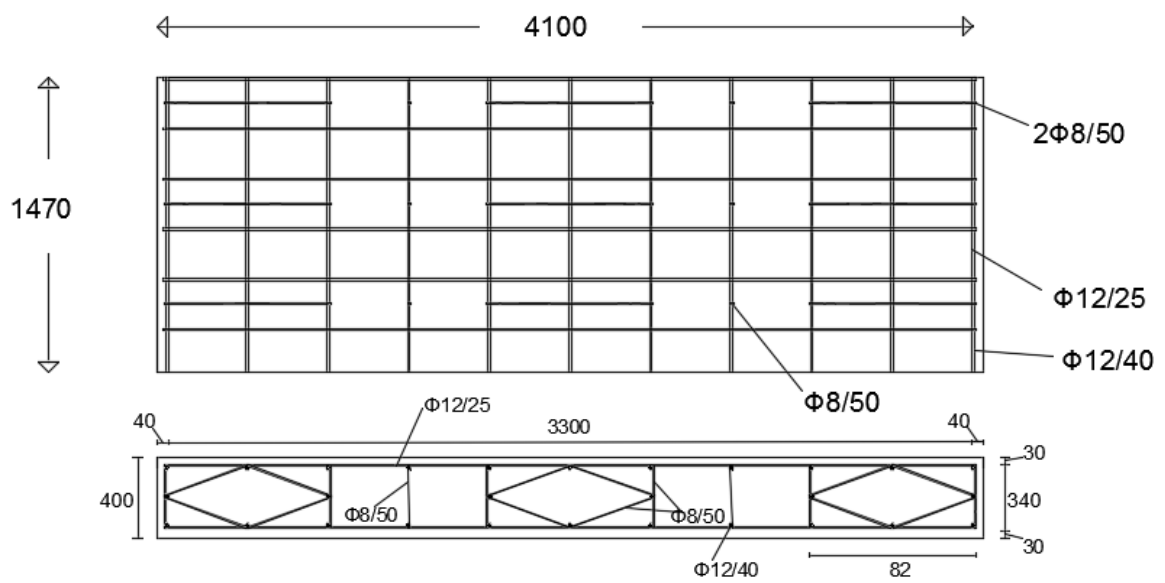


Σχήμα 3.31 Όπλιση περιοχής 2





Σχήμα 3.32 Όπλιση περιοχής 3



Σχήμα 3.33 Όπλιση περιοχής 4

## 4 Λειτουργικότητα φορέα

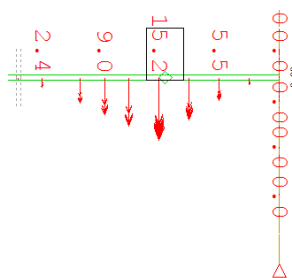
### 4.1 Βέλη

Όσον αφορά τα βέλη που δημιουργούνται, πρόβλημα παρουσιάστηκε στο βέλος στο σημείο της έδρασης των διαδοκίδων του διαδρόμου στο πρόβολο του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, αρχικά είχε θεωρηθεί ότι οι διαδοκίδες θα είναι αμφιαρθρωτές, δηλαδή απλά θα εδράζονται στη μία πλευρά στο πρόβολο του κτιρίου, και στην άλλη τους πλευρά στο τοίχο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ωστόσο για τη δυσμενή περίπτωση της φόρτισης μόνο των κινητών φορτίων στο πρόβολο ( $3\text{kN/m}^2$ ) και μόνο των κινητών φορτίων στο διάδρομο ( $5\text{kN/m}^2$ ) το βέλος ήταν απαγορευτικό ( $42\text{ mm}$ ).



Σχήμα 4.1 Δυσμενής φόρτιση κινητών φορτίων στη περιοχή διαδρόμου προβόλου και βέλος

Για το λόγο αυτό επιλέχθηκαν οι διαδοκίδες του διαδρόμου να πακτωθούν στον τοίχο. Αυτό μείωσε σημαντικά τα βέλη στο σημείο εκείνο.



Σχήμα 4.2 Σημαντική μείωση των βελών λόγω πάκτωσης των διαδοκίδων στο τοίχο.

Πλέον, κάνοντας τον έλεγχο για τα βέλη λόγω των κινητών φορτίων έχουμε:

$15,2\text{ mm} < L/250 = 5200/250 = 10,8\text{ mm}$  ενώ για βέλη συνολικών φορτίων θα έχουμε:  
 $16,3\text{ mm} < L/300 = 5200/300 = 17,3\text{ mm}$

## 4.2 Ταλαντώσεις πατωμάτων

Η ανάγκη δημιουργίας ευνοϊκών συνθηκών για τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό ο οποίος απαιτεί μεγαλύτερα ανοίγματα χωρίς υποστυλώματα και μικρότερα στατικά ύψη πατωμάτων, έχει οδηγήσει σε μικρότερες και ελαφρύτερες διατομές, βελτίωση των υλικών που τις αποτελούν και σε αυξημένη αντοχή αυτών. Αυτό όμως έχει κάνει συχνό το φαινόμενο, τα δυναμικά χαρακτηριστικά τέτοιων πατωμάτων (slim floors), να πλησιάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας εξαναγκασμένης ταλάντωσης, η οποία προκαλείται από άτομα που βαδίζουν ή κάνουν άλλες δραστηριότητες πάνω σε αυτά.

Το είδος του πατώματος που κατασκευάζεται σε αυτή τη μελέτη είναι ο ορισμός των slim floors. Εγκιβωτισμένες δοκοί που μειώνουν έως και 60 cm το στατικό ύψος σε σχέση με σύμμικτα πατώματα που δημιουργούνται με τον κλασικό τρόπο (διατομή διπλου ταυ και πλάκα ή χαλυβδόφυλλο), αλλά και προκατασκευασμένες πλάκες με διαμήκεις οπές που μειώνουν έως και στο 70% το ιδιοβάρος τους σε σχέση με μια συμπαγή πλάκα των ίδιων διαστάσεων, δημιουργούν ένα πολύ εύκαμπτο σύστημα το οποίο είναι εύκολο να συντονιστεί με ταλαντώσεις που προκαλούν οι άνθρωποι. Για το λόγο αυτό κρίνεται απαραίτητο να ελεγχθεί το συγκεκριμένο πάτωμα σε ταλαντώσεις

### Προσομοίωση δυναμικού φορτίου πεζών

Θεωρούμε ένα πλήθος πεζών με πυκνότητα  $d = 0,8 \text{ persons} / \text{m}^2$ . Χρησιμοποιώντας αυτή την πυκνότητα και το εμβαδό του πατώματος του πρώτου ορόφου (εκεί δηλαδή που θα έχουμε την ανθρώπινη δραστηριότητα), προκύπτει ο συνολικός αριθμός των παιδιών μέσα στις αίθουσες ως:

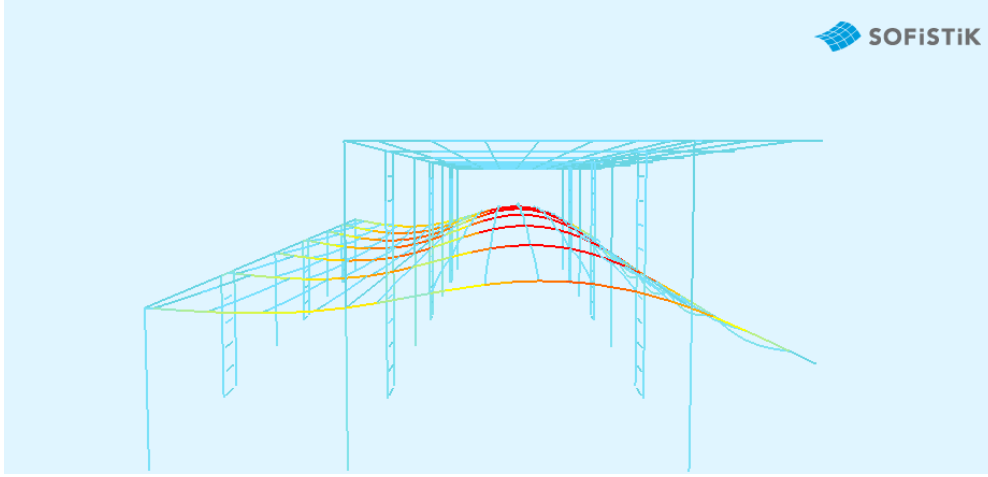
$$n = d \cdot A = 0,8 \cdot 712,8 = 570 \text{ άτομα}$$

Υπολογίζεται ο αριθμός των ισοδύναμων πεζών ως:

$$n_{eff} = 10,8 \cdot \sqrt{n \cdot \xi} = 10,8 \cdot \sqrt{570 \cdot 0,05} = 58 \text{ άτομα}$$

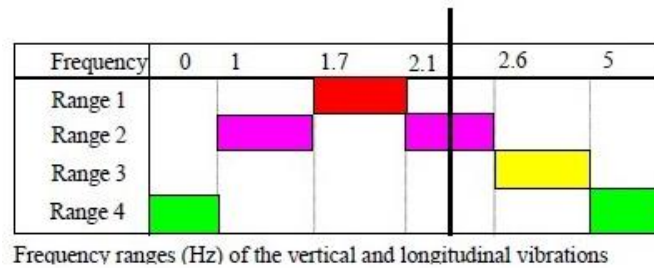
$\xi$  είναι ο λόγος απόσβεσης τον οποίο θεωρούμε στην περίπτωση μας ότι ισούται με 5%.

Στη συνέχεια, υπολογίζουμε τις κατακόρυφες ιδιομορφές του πατώματος με τη βοήθεια του task Eigenvalues. Ο συνδυασμός με τον οποίο προκύπτουν οι κατακόρυφες ιδιομορφές είναι  $G+G'+Q$  όπου  $Q$  θεωρείται το κινητό φορτίο που προκύπτει από τις μάζες των ανθρώπων πάνω στο πάτωμα. Η κύρια ιδιομορφή για την κατακόρυφη διεύθυνση προέκυψε για ιδιοσυχνότητα  $f_{vert} = 2,33 \text{ Hz}$ .

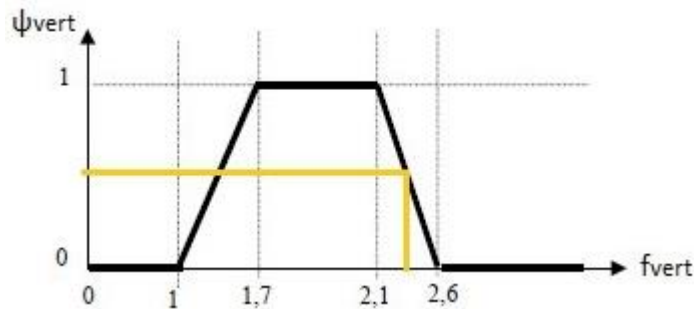


Σχήμα 4.4 Θεμελιώδης κατακόρυφη ιδιομορφή πατώματος  $f_1=2,33\text{Hz}$

Η τιμή της θεμελιώδους κατακόρυφης ιδιομορφής βρίσκεται στο εύρος συχνοτήτων από βάδισμα πεζών 2,1-2,6 Hz και θεωρείται σημαντική η πιθανότητα για συντονισμό. Επομένως θα χρειαστεί περαιτέρω ανάλυση της κατακόρυφης ιδιοσυχνότητας του πατώματος.



Σχήμα 4.5 Εύρος συχνοτήτων των κατακόρυφων φορτίων που προκύπτουν από το βάδισμα



Σχήμα 4.6 Συντελεστής  $\psi_{vert}$

Θεωρούμε ένα ισοδύναμο δυναμικό φορτίο μιας ομάδας 58 ατόμων τα οποία βαδίζουν με συχνότητα ίση με την ιδιοσυχνότητα του πατώματος.

$$P_{vert}(t) = \frac{280 \cdot n_{eff}}{A} \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t) \cdot \psi_{vert}$$

Λύνοντας έχουμε:

$$P_{vert}(t) = \frac{280 \cdot n_{eff}}{A} \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t) \cdot \psi_{vert} = 0,012 \cdot \cos(4,66 \cdot \pi \cdot t) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

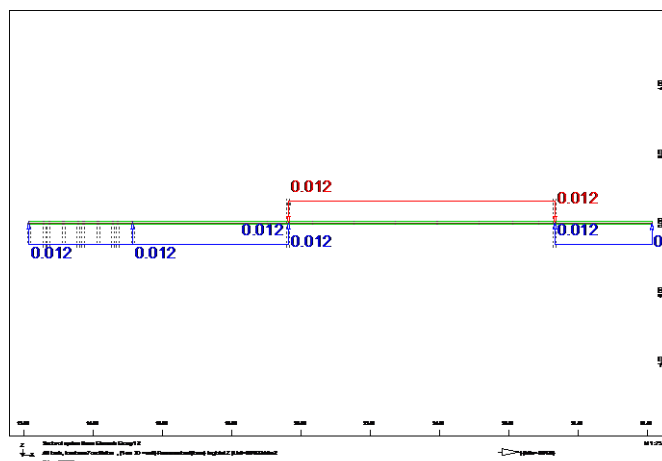
Αυτό το φορτίο μπορεί να χαρακτηριστεί σαν περιοδικό με συχνότητα 4,22 rad/sec και μέγιστη τιμή (πλάτος ταλάντωσης) 0,012 kN/m<sup>2</sup>

## Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση έγινε στο πρόγραμμα Sofistik με τη βοήθεια του task 'Text Editor'. Ο κώδικας που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται παρακάτω.

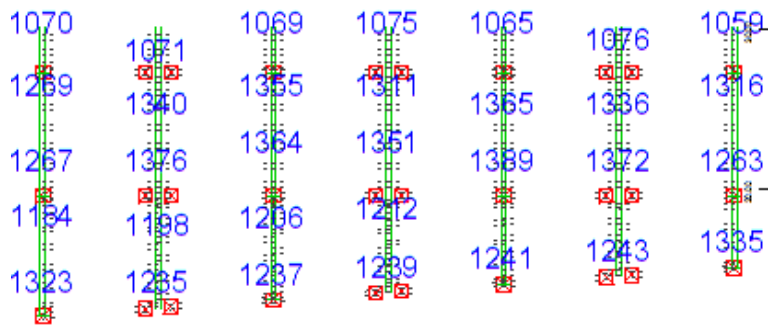
```
+PROG SOFILOAD urs:38.1
HEAD LOAD
LC NO 30 FACT 1 TYPE NONE
COPY NO 7 FACT 1
FUNC T 0.429 F 1 T1 0 TMIN 0 TMAX 20
END
+PROG DYNA urs:38.2
HEAD 0.8 PERSONS/M2
ECHO OPT FULL
PAGE LINE 99999
CTRL OPT STYP VAL 0
MODD D 0.05
EIGE 10 TYPE REST LC 3001
STEP N 20000 dT 0.001
LC NO 30 FACT 1
HIST TYPE A-Z FROM 1364 LCST 301
END
+PROG DYNR urs:38.3
HEAD RESULTS
PAGE LANO 1
HIST LCS 301 TYPE A-Z NO1 1364
END
```

Στην ουσία δημιουργήσαμε ένα στατικό καταμεμημένο φορτίο (LC 7) στο πάτωμα του ορόφου το οποίο θεωρείται το πλάτος της ταλάντωσης. Για δυσμενέστερες επιταχύνσεις στο πάτωμα των αιθουσών το φορτίο αυτό επιβλήθηκε ως εξής:

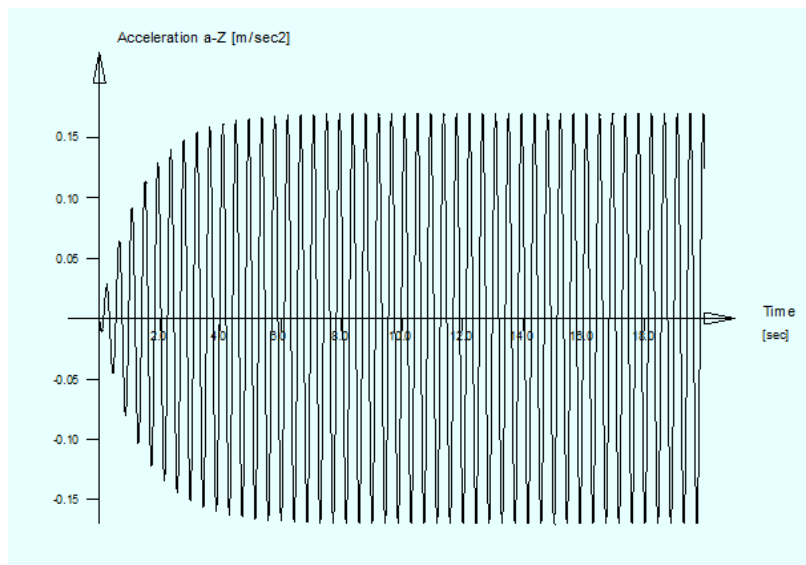


Σχήμα 4.7 Επιβολή φορτίου

Στη συνέχεια δημιουργούμε το δυναμικό φορτίο LC 30 με μέγιστη τιμή την τιμή του LC 7. Ορίσαμε επίσης την ιδιοπερίοδο και το χρόνο δράσης του φορτίου αυτού. Τέλος υπολογίζουμε τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις του κόμβου 1364 ο οποίος είναι ο κόμβος στο πάτωμα που φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 4.8 Επιλογή κόμβου ελέγχου επιτάχυνσης



Σχήμα 4.9 Αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις του κόμβου 1364

Η μέγιστη επιτάχυνση προκύπτει ίση με  $0,15 \text{ m/s}^2$ , τιμή που δεν χαρακτηρίζεται ως ενοχλητική για τους ανθρώπους, αφού τα δυναμικά φαινόμενα ίσως να μην γίνονται αισθητά σε αυτούς.

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

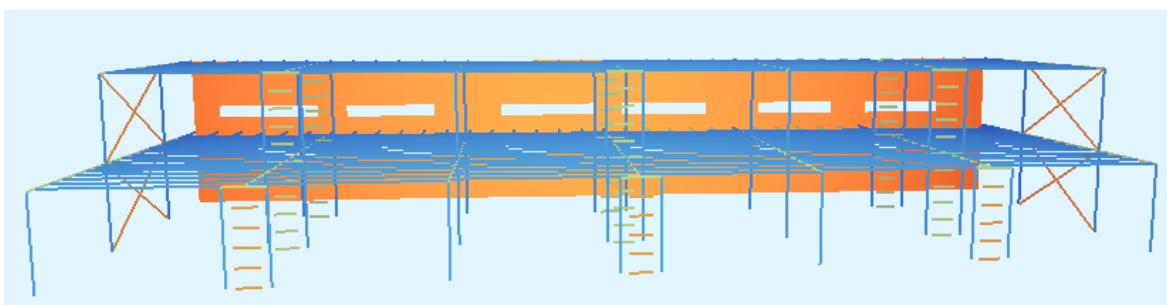
Σχήμα 4.10 Κριτήρια άνεσης πεζών

## 5 Αντισεισμικά συστήματα του κτιρίου

### 5.1 Γενικά

Στο συγκεκριμένο κτίριο, χρησιμοποιήθηκαν δύο καινοτόμα συστήματα για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων. Στη μεγάλη πλευρά του, τοποθετήθηκε σύστημα FUSEIS, ενώ στην μικρή του πλευρά, σύστημα κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD. Και τα δύο συστήματα αποσκοπούν στην απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας από στοιχεία (απομειωμένες διατομές και πείρους αντίστοιχα) τα οποία θα είναι εύκολα αντικαταστήσιμα μετά από την σεισμική τους καταπόνηση, χωρίς να μεταφέρεται η σεισμική δύναμη στα υποστυλώματα, αποφεύγοντας έτσι την πιθανή ζημιά σε αυτά.

Το σύστημα FUSEIS χρησιμοποιήθηκε για την πλευρική εξασφάλιση του κτιρίου στη διεύθυνση  $y$  προσφέροντας επαρκή δυσκαμψία. Λόγω του γεγονότος όμως ότι απαιτεί συνεχή υποστυλώματα, δε θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και στη διεύθυνση  $x$ , όπου τα Deltabeams είναι συνεχείς δοκοί και διακόπτουν τα υποστυλώματα. Έτσι λοιπόν, επιλέχθηκαν οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι οι οποίοι συνδέονται μέσω των INERD στα υποστυλώματα. Παρακάτω επεξηγούνται τα συστήματα αυτά και γίνεται η διαστασιολόγησή τους.



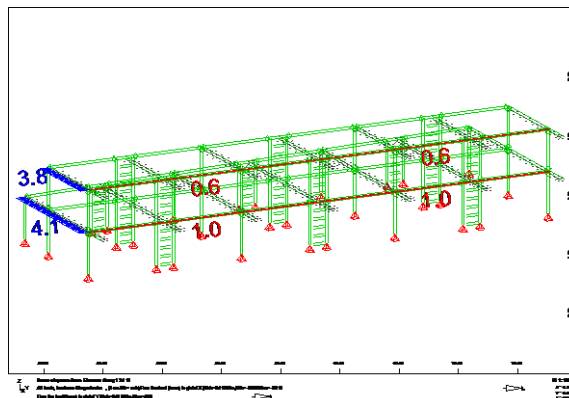
*Σχήμα 5.1 Συστήματα FUSEIS και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD*

### 5.1.1 Επιρροή αρχικών ατελειών

Οι σύγχρονοι κανονισμοί απαιτούν να λαμβάνονται υπόψη κατά την ανάλυση οι γεωμετρικές ατέλειες στα πλαίσια. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, οι ατέλειες προσδιορίζονται, όσον αφορά την μελέτη μας, ως εξής:

	Διεύθυνση x		Διεύθυνση y	
	1ος	2ος	1ος	2ος
$\varphi_x/\varphi_y$	0,00408	0,00433	0,00371	0,00371
$N_{ed}$ (kN)	7104,20	11489,48	7104,20	11489,48
$\varphi_x N_{ed}$ (kN)	29,00	49,75		
$\varphi_y N_{ed}$ (kN)			26,34	42,60
$q_{1x}$ (kN/m)	3,80	4,10		
$q_{1y}$ (kN/m)			1,00	0,60

Οι οριζόντιες δυνάμεις  $N_{ed}$  ασκούνται στη στάθμη κάθε ορόφου και στην προσομοίωση εισάχθηκαν ως γραμμικά ομοιόμορφα φορτία, που τρέχουν σε όλο το μήκος της πλευράς του κτιρίου. Αυτά φορτίζουν μόνο τα υποστυλώματα. Οι ατέλειες λήφθηκαν υπόψη στον σεισμικό συνδυασμό.



Σχήμα 5.2 Φορτία ατελειών

### 5.1.2 Φαινόμενα δευτέρας τάξεως

Θα πρέπει για κάθε συνδυασμό να εξεταστεί το ενδεχόμενο προσαύξησης των εντατικών μεγεθών λόγω των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξεως. Σε κάθε όροφο θα προσδιορισθεί ο δείκτης:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$$

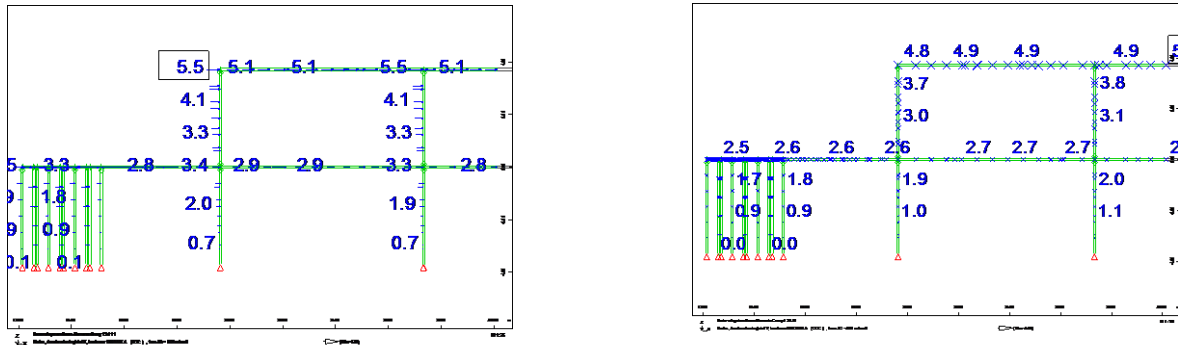
όπου:

- $\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
- $P_{tot}$  το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική καταπόνηση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- $V_{tot}$  η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου
- $h$  το ύψος του ορόφου
- $d_r$  σχετική μετακίνηση των κέντρων βάρους των πλακών των ορόφων



Θα προσδιορισθούν οι δείκτες  $\theta_x$  και  $\theta_y$  για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού. Όπου ισχύει ότι  $0,10 \leq \theta \leq 0,20$ , οι επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης μπορεί να ληφθούν προσεγγιστικά με επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά συντελεστή  $1/(1-\theta)$ .

Να αναφέρουμε ότι η συνολική σεισμική τέμνουσα του κάθε ορόφου υπολογίστηκε ως εξής: από το Interactive graphic του Sofistik, βρήκαμε τις επιταχύνσεις που ασκούνται στις στάθμες των ορόφων (Results → Nodes → Accelerations) και έχοντας υπολογίσει τη μάζα κάθε ορόφου βρήκαμε τη σεισμική τέμνουσα ως  $F=ma$ .



Σχήμα 5.3 Σεισμικές επιταχύνσεις στις στάθμες των ορόφων κατά x και κατά y

Τα αποτελέσματα για τον συντελεστή ευαισθησίας κάθε ορόφου φαίνονται παρακάτω:

Επιρροές φαινομένων 2 <sup>ης</sup> τάξης κατά το σεισμό									
Όροφος	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot}$ (kN)	διευθυνση x			διευθυνση y			
			$\delta_r$ (cm)	q	$\theta$	$V_{tot}$ (kN)	$\delta_r$ (cm)	q	$\theta$
2 <sup>ος</sup>	3930,77	5331	13,93	3	0,02776	3042,28	9,585	3	0,03347
1 <sup>ος</sup>	6276,62	4614,67	12,79	3	0,04702	3052,98	7,77	3	0,04317

Παρατηρούμε ότι προσαύξηση της σεισμικής δράσης λόγω φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης αγνοείται.

### 5.1.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Χρησιμοποιώντας το task 'Earthquake' του Sofistik, πραγματοποιήσαμε την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής. Το πρόγραμμα μετατρέπει τα ιδιοβάρη και τα υπόλοιπα φορτία που παίρνουν μέρος στη δυναμική ανάλυση σε επικόμβιες μάζες και έπειτα προσδιορίζει τις ιδιομορφές του κτιρίου. Στη συνολική μάζα της ταλάντωσης εισάγουμε και τα πρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία με βάση τον συνδυασμό  $G+G'+0,3Q_{οροφής}+0,24Q_{ορόφου}$ . Λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών που θεωρούνται σημαντικές ( $m_i > 5\% m_{tot}$ ) καθώς και το γεγονός ότι θα πρέπει το άθροισμα αυτών δρώσων ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις. Επίσης θεωρήθηκαν σε κάθε διάφραγμα λόγοι εκκεντρότητας ίσοι  $e_x=e_y=0.05$  για την ενεργοποίηση της στρεπτικής μάζας τους.

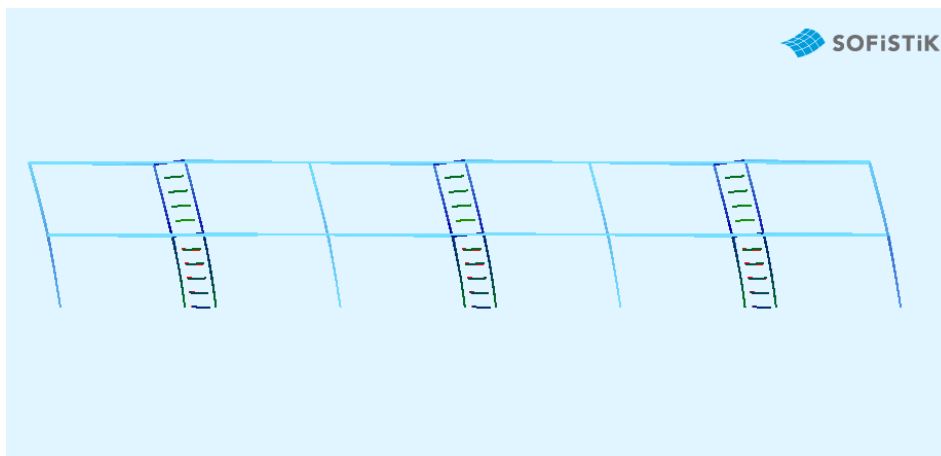
Παρακάτω βλέπουμε τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης :

Eigenfrequencies										
No.	LC	Eigenvalue	relative	omega	frequency	period	Damping	f-XX	f-YY	f-ZZ
		[1/sec <sup>2</sup> ]	Error	[1/sec]	[Hertz]	[sec]	D[%]	[%]	[%]	[%]
1	9011	2.2198E+02		14.899	2.371	0.422	5.000	73.5	8.5	0.0
2	9012	2.3001E+02		15.166	2.414	0.414	5.000	11.2	54.5	0.0
3	9013	6.5299E+02		25.554	4.067	0.246	5.000	0.0	0.5	0.0
4	9014	1.3478E+03		36.712	5.843	0.171	5.000	0.0	12.8	0.0
5	9015	1.7714E+03		42.088	6.699	0.149	5.000	11.2	0.0	0.0
6	9016	3.6484E+03		60.402	9.613	0.104	5.000	0.1	0.0	0.0
7	9017	5.3745E+03		73.311	11.668	0.086	5.000	0.0	0.0	0.0
8	9018	5.3939E+03		73.443	11.689	0.086	5.000	0.0	0.0	0.0
9	9019	5.4708E+03		73.965	11.772	0.085	5.000	0.0	0.0	0.0
10	9020	5.5246E+03		74.327	11.830	0.085	5.000	0.0	0.0	0.0
								96.0	76.3	0.0

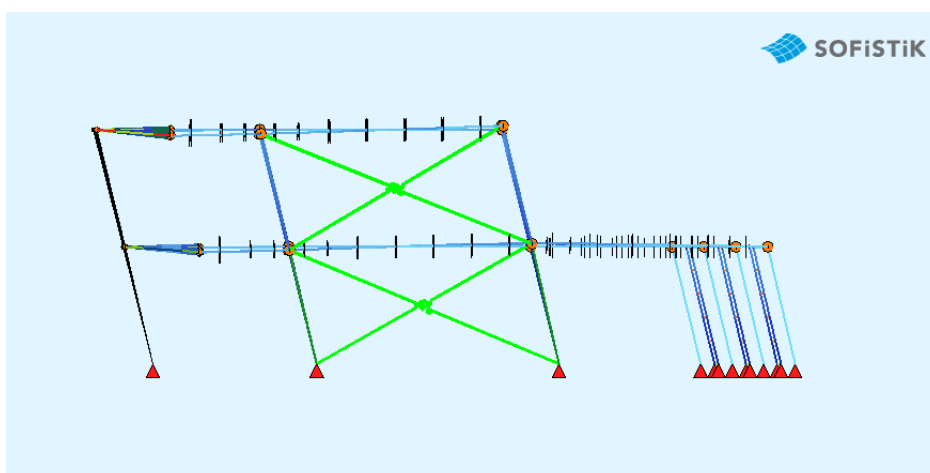
Σχήμα 5.4 Ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών και ιδιοπερίοδοι του κτιρίου

Παρατηρούμε ότι στην διεύθυνση y το ποσοστό των ενεργών ιδιομορφικών μαζών δε φτάνει στο 90%. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί από το γεγονός ότι ο τοίχος είναι στη διεύθυνση αυτή ουσιαστικά είναι αμετακίνητος, συνεπώς δε παράγει ενεργή ιδιομορφική μάζα που θα συνεισέφερε στη διεύθυνση y.

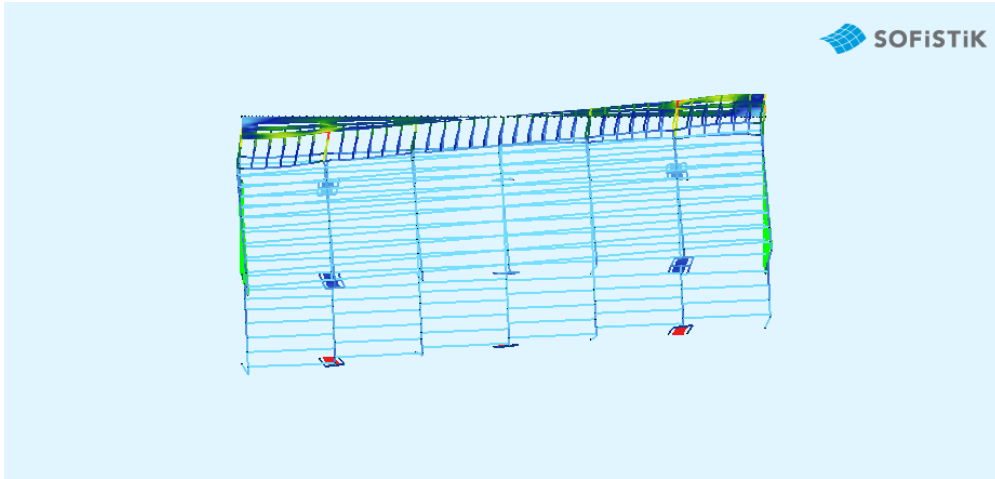
Παρακατω παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές:



Σχήμα 5.4 Μεταφορική Ιδιομορφή κατά y  $T_1=0,41$  s



Σχήμα 5.5 Μεταφορική Ιδιομορφή κατά x  $T_2=0,42$  s



Σχήμα 5.6 Σρεπτική ιδιομορφή  $T_3=0,25\text{ s}$

#### 5.1.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 θα πρέπει σε κάθε όροφο να ισχύει το εξής:

$d_r \leq 0,0075\text{ h}$  για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία

$d_r \leq 0,005\text{ h}$  για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα

όπου

$d_r$ : είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$d_s$ : είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από την σεισμική δράση σχεδιασμού

$d_e$ : είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

$\nu$ : είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη την μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης (θεωρείται  $\nu=0,5$ )

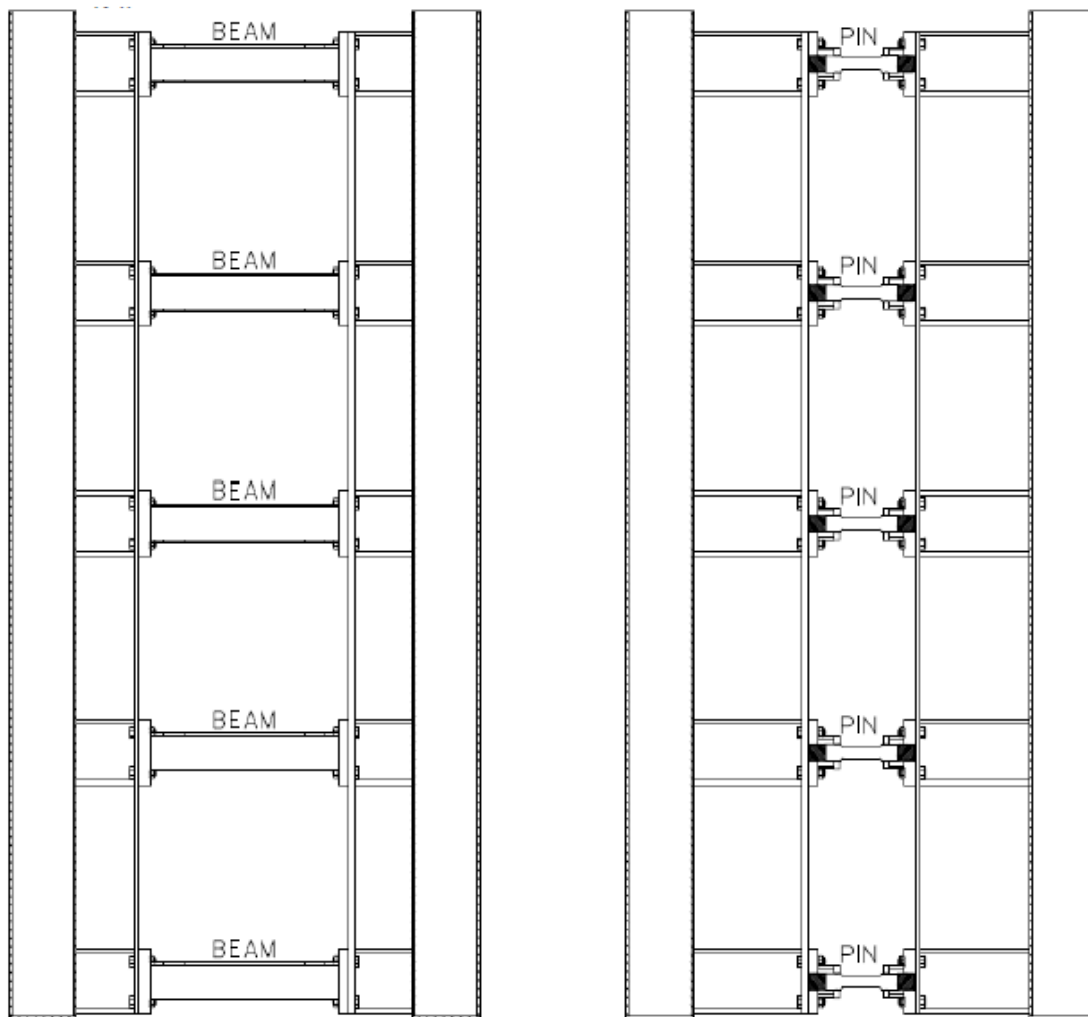
$h$ : το ύψος του ορόφου

Ισχύει η σχέση  $d_s = q_d \cdot d_e$ . Παρακάτω φαίνεται ο έλεγχος μετακινήσεων:

Έλεγχος περιορισμού βλαβών					
Όροφος	$d_{rx}$	$d_{ry}$	$d_{rx} \nu$	$d_{ry} \nu$	$0,0075h\text{ (cm)}$
2ος	3,63	3,72	1,815	1,86	2,55
1ος	3,27	2,67	1,635	1,335	2,55

### 5.3 Σύστημα FUSEIS

Τα συστήματα FUSEIS είναι μια καινοτόμος αντισεισμική μέθοδος και αποτελείται από ζεύγη ισχυρών υποστυλωμάτων κλειστής ή ανοιχτής διατομής, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους καμπτικά με πολλαπλές οριζόντιες δοκούς στη στάθμη των ορόφων και ενδιάμεσα αυτών. Οι δοκοί των FUSEIS είτε συνδέονται απευθείας στα υποστυλώματα (FUSEIS 1-1) είτε διακόπτονται και συνδέονται με πείρους (FUSEIS 1-2) όπως φαίνεται ενδεικτικά στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.7 FUSEIS 1-1 και FUSEIS 1-2

Το σύστημα αυτό αντιστέκεται σε πλευρικά φορτία σαν μία δοκός Vierendeel, κυρίως μέσω της κάμψης των δοκών και των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων. Τα στοιχεία απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας είναι οι δοκοί στο σύστημα FUSEIS 1-1 ενώ στο σύστημα FUSEIS 1-2 είναι οι πείροι. Τα στοιχεία αυτά δεν παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία καθώς συμμετέχουν μόνο στην παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων του φορέα.

Στην περίπτωση μας χρησιμοποιήθηκε το σύστημα FUSEIS 1-1 με απομειωμένες διατομές δοκών στο οποίο οι οριζόντιες δοκοί εκτείνονται από το ένα υποστύλωμα στο άλλο. Οι απομειωμένες διατομές προβλέπονται σε τέτοια θέση ώστε η αστοχία από τα σεισμικά φορτία να επέλθει κοντά στα άκρα των δοκών αλλά όχι σε αυτά ώστε να μην δημιουργηθούν βλάβες στα υποστυλώματα. Η απομείωση των διατομών διπλού ταυ πραγματοποιείται με μείωση του πλάτους των πελμάτων. Η ποιότητα του χάλυβα των δοκών (S235) είναι ασθενέστερη από αυτήν των υποστυλωμάτων (S355) ώστε ικανοτικά να προηγηθεί η αστοχία στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα. Μάλιστα ο χάλυβας S235 δίνει ανώτατο όριο διαρροής  $f_{y,max}=1,1\gamma_{ov}f_y=323$  MPa το οποίο είναι προφανώς μικρότερο από το όριο διαρροής του χάλυβα S355 των υποστυλωμάτων. Τα συστήματα fuseis σχεδιάζονται έτσι ώστε να μη μεταφέρουν ροπές στα υποστυλώματα μέσω των κατακόρυφων φορτίων, ωστόσο στο εν λόγω κτίριο αυτό πραγματοποιείται μέσω της δοκού έδρασης των deltabeams. Για αυτό το λόγο διαστασιολογήσαμε τα υποστυλώματα επαρκώς. Τα υποστυλώματα συνδέονται αρθρωτά στη βάση τους με σκοπό να ελαχιστοποιούνται οι βλάβες εκεί.

Τα συστήματα FUSEIS προτιμώνται έναντι άλλων συστημάτων δυσκαμψίας επειδή:

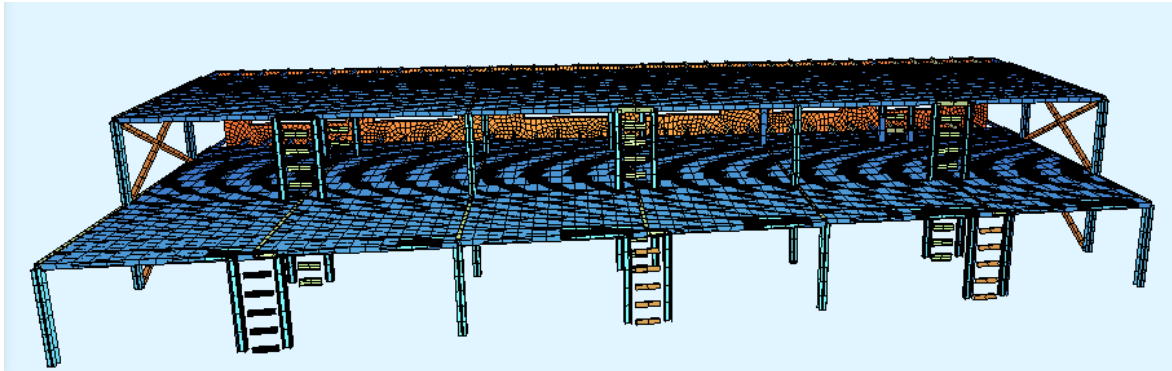
- Οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται αυστηρά στα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας (dissipative elements)
- Τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας είναι εύκολο να αντικατασταθούν, εφόσον παραμορφωθούν πλαστικά ή καταστραφούν μετά από ένα επιβλαβές σεισμικό γεγονός δεδομένου ότι είναι μικρά τμήματα και δεν αποτελούν μέρος του συστήματος παραλαβής των φορτίων βαρύτητας της κατασκευής. Μετά την αντικατάσταση των δοκών, το σύστημα είναι έτοιμο να παραλάβει εκ νέου τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία.
- Τα στοιχεία μπορούν να τοποθετηθούν σε μικρές περιοχές του κτιρίου χωρίς να παρεμποδίζεται ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός του.
- Τα συστήματα FUSEIS μπορούν να αποτελέσουν ορατά μέρη του κτιρίου υποδεικνύοντας την αντισεισμική του ιδιότητα.
- Επιτρέπονται διαδοχικές πλαστικοποιήσεις με την ορθή επιλογή των διατομών των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας.

### 5.3.1 Περιγραφή διάταξης συστήματος FUSEIS

Η διάταξη του συγκεκριμένου συστήματος FUSEIS αποτελείται από δύο υποστυλώματα ανοιχτής διατομής διπλού Ταυ HEB300 τα οποία είναι εδραζόμενα σε αρθρωτές στηριξείς. Στο ύψος της οροφής και του ορόφου βρίσκεται το δοκάρι έδρασης το οποίο δε συμμετέχει στην πλευρική εξασφάλιση. Στο πρώτο όροφο υπάρχουν πέντε ασθενέστεροι δοκοί ενώ στον δεύτερο όροφο τέσσερις. Όλοι οι δοκοί (ασθενέστεροι και έδρασης) συνδέονται με συνδέσεις ροπής στα υποστυλώματα των οποίων τα κέντρα βάρους απέχουν 1,60 μέτρα. Οι διατομές των δοκών που συμμετέχουν στη παραλαβή των σεισμικών φορτίων μεταβάλλονται από τον ένα όροφο στον άλλο εξαιτίας της

αυξανόμενης τιμής της τέμνουσας απο το δεύτερο όροφο μέχρι τη βάση του πρώτου ορόφου. Στο παρακάτω πίνακα φαίνονται οι επιλεγθείσες διατομές IPE στους δυο ορόφους.

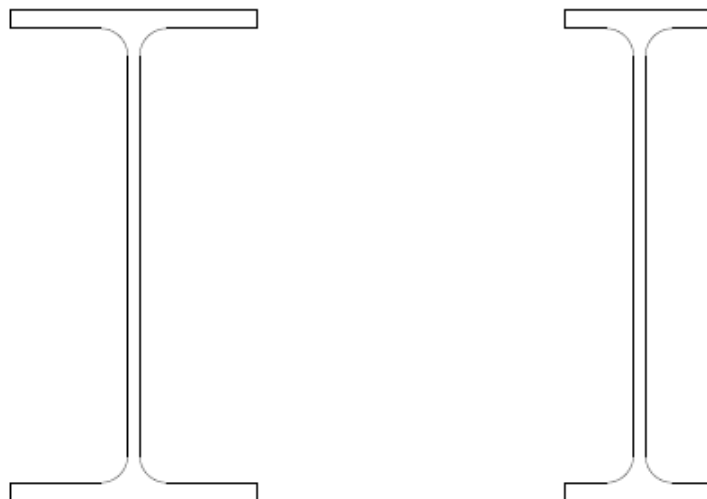
Διατομές	
1ος όροφος	IPE300
2ος όροφος	IPE270



Σχήμα 5.8 Διάταξη του συστήματος Fuseis στο κτίριο

### 5.3.2 Τμήματα απομειωμένης διατομής - dogbones

Η απομάκρυνση των πλαστικών αρθρώσεων απο τα άκρα των δοκών που αποσκοπεί ,όπως προαναφέραμε, στην αποφυγή των βλαβών στα υποστυλώματα, πραγματοποιείται με σταδιακή μείωση του άνω και κάτω πέλματος της διατομής. Στα παρακάτω σχήματα μπορούμε να δούμε την ολόκληρη δοκό καθώς και την αντίστοιχη απομειωμένη της αλλά και πως γίνεται αυτή η απομείωση.



Σχήμα 5.9 Απομείωση διατομής IPE 270

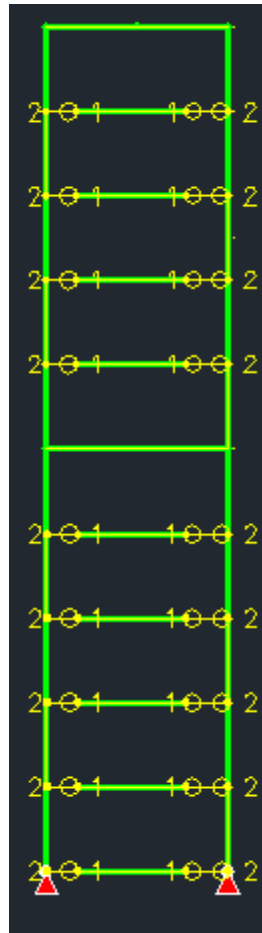
### 5.3.3 Χαρακτηριστικά των dogbones – προσομοίωση στο Sofistik

Τα χαρακτηριστικά των απομειωμένων τμημάτων των FUSEIS είναι τα εξής:

- Απόσταση  $a$  μεταξύ της ακραίας διατομής της δοκού και της πλησιέστερης προς το άκρο διατομής του απομειωμένου τμήματος
- Μήκος  $b$  του απομειωμένου τμήματος
- Ημιπλάτος  $g$  της απομείωσης του πελμάτος (για άνω και κάτω πέλμα)

Η κάθε δοκός του συστήματος προσομοιώνεται στο Sofistik με:

- Το τμήμα της δοκού ανάμεσα στα δύο κέντρα των απομειωμένων διατομών  $L_{RBS}$
- rigid zones (άκαμπτα στοιχεία) τα οποία ενώνουν τα άκρα του παραπάνω τμήματος με τα υποστυλώματα και μεταφέρουν σε αυτά τα εντατικά μεγέθη των άκρων της απομειωμένης διατομής.



Σχήμα 5.10 Προσομοίωση ασθενέστερης δοκού στο Sofistik

### 5.3.4 Προσδιορισμός χαρακτηριστικών των dogbones

Τα μήκη  $a$  και  $b$  υπολογίζονται από τον κανονισμό FEMA 350/351 ως εξής:

$$a=0,50-0,70 b_f$$

$$b=0,65-0,85 d_b$$

Ο EC8 (Μέρος 3) προτείνει για τα χαρακτηριστικά των απομειωμένων πελμάτων:

$$a=0,60 b_f$$

$$b=0,75 d_b$$

Το  $b_f$  είναι το πλάτος του πέλματος της πλήρους διατομής ενώ το  $d_b$  το ύψος της. Επιλέγονται οι τιμές  $a$  και  $b$  για τις διατομές IPE270 και IPE300 και υπολογίζονται η απόσταση του κέντρου του απομειωμένου τμήματος της δοκού (πιθανή θέση σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως) από την παρειά του υποστυλώματος (ακραία διατομή δοκού)  $s=a+0,5b$  καθώς και το  $L_{RBS}$  ως  $L_{net}-2a-b$

Το ημιπλάτος απομείωσης  $g$  των πελμάτων, δεδομένων των μηκών  $a$  και  $b$  πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

- Θα πρέπει σε κάθε περίπτωση η μέγιστη δρώσα ροπή  $M_{cf,Ed}$  (η οποία εξαρτάται από το  $g$ ) στο άκρο της δοκού να μην ξεπερνά την πλαστική ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd,b}$ . Η  $M_{cf,Ed}$  υπολογίζεται ικανοτικά κατά τον EC8, part3 B.5.3.4.(3vii). Η πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής υπολογίζεται κατά τον EC8, part3, b.5.1.(5).
- Θα πρέπει το ημιπλάτος  $g$  να μην υπερβαίνει την τιμή  $g_{max}=0,25bf$ . Μια καλή αρχική προσέγγιση είναι το  $g=0,20bf$ .
- Θα πρέπει η απομειωμένη διατομή να είναι κατηγορίας 1 δεδομένου ότι είναι αναγκαίο να έχει στροφική ικανότητα
- Θα πρέπει, δεδομένων των απομειώσεων, να ικανοποιείται η σχέση (6.4) του EC8,part1,draft5,6.6.2 βάση της οποίας  $V_{CD,ed}/V_{pl,rd,b} \leq 1$  όπου:  
 $V_{CD,ed} = 2 * M_{pl,rd,RBS} / L_{RBS} + w * L_{RBS} / 2$ , η ικανοτική τέμνουσα  
 $V_{pl,rd,b} = A_v * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{MO})$ , η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα της πλήρους δοκού  
 $M_{pl,rd,RBS} = Z_{RBS} * f_y$ , η πλαστική ροπή αντοχής στο κέντρο της απομειωμένης διατομής

$Z_{RBS}$ : η πλαστική ροπή αντίστασης της απομειωμένης διατομής

$f_y$ : η τάση διαρροής του χάλυβα

section	$f_y$ (Kpa)	$f_u$ (Kpa)	$\gamma_{ov}$	$b_f$ (m)	$d_b$ (m)	$t_f$ (m)	$t_w$ (m)
IPE270	235000	360000	1,25	0,135	0,27	0,0102	0,0066
IPE300	235000	360000	1,25	0,15	0,3	0,0107	0,0071

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

section	$A$ (m <sup>2</sup> )	$G$ (kN/m)	$a_{min}$ (m)	$a_{max}$ (m)	$b_{min}$ (m)	$b_{max}$ (m)	$s$ (m)	$g_{max}$ (m)
IPE270	0,004595	0,361	0,0675	0,0945	0,1755	0,2295	0,15525	0,03375
IPE300	0,005381	0,422	0,075	0,105	0,195	0,255	0,1725	0,0375

Πίνακας 5.3 Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών



section	a (m)	b (m)	s (m)	g (m)	L <sub>rbs</sub>	Z <sub>rbs</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (m <sup>3</sup> )	l <sub>beam</sub>
IPE270	0,07	0,19	0,165	0,024	0,97	0,00033	0,00048	1,3
IPE300	0,075	0,2	0,175	0,028	0,95	0,00043	0,00063	1,3

Πίνακας 5.4 Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

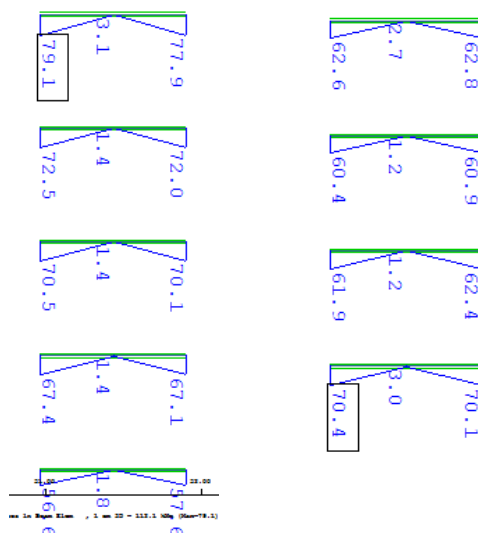
section	M <sub>pl,rd,rbs</sub>	M <sub>pl,rd,b</sub>	M <sub>ed</sub>	M <sub>cd,Ed</sub>	V <sub>pl,rd,rbs</sub>	V <sub>ed,G</sub>
IPE270	78,34	113,74	70,40	104,99	300,39	1,50
IPE300	100,76	147,67	79,10	137,88	348,42	1,60

Πίνακας 5.5 Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

sections	V <sub>pl,rd,b</sub>	V <sub>ed,M</sub>	V <sub>cd,ed</sub>	V <sub>cd,ed</sub> /V <sub>pl,rd</sub>	M <sub>cd,Ed</sub> /M <sub>pl,rd,b</sub>
IPE270	300,39	161,52	163,02	0,54	92,30%
IPE300	348,42	212,12	213,72	0,61	93,37%

Πίνακας 5.6 Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

Παρατηρούμε ότι υπάρχει ακόμα μία σύσταση του κανονισμού, βάσει της οποίας η M<sub>cd,Ed</sub> πρέπει να είναι περίπου ίση με το 85% έως 100% M<sub>pl,Rd,b</sub>, η οποία στην προκειμένη περίπτωση επαληθεύεται. (Τα ποσοστά είναι 92,30 % για την IPE 270 και 93,37% για την IPE300). Επιπλέον και για τις δύο διατομές τηρήθηκαν τα όρια που καθορίζουν οι σχέσεις (FEMA 350/351) για τα μήκη a, b καθώς και για την απομείωση πέλματος g. Αντιθέτως για καμία από τις διατομές δεν ισχύει η σύμβαση l=4h ώστε το στοιχείο να θεωρείται ραβδωτό. Επομένως, για μεγαλύτερης ακρίβειας αποτελέσματα, απαιτείται ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία.



Σχήμα 5.11 Δυσμενέστερη ροπή σχεδιασμού για IPE300 (δεξιά) και IPE270 (αριστερά)

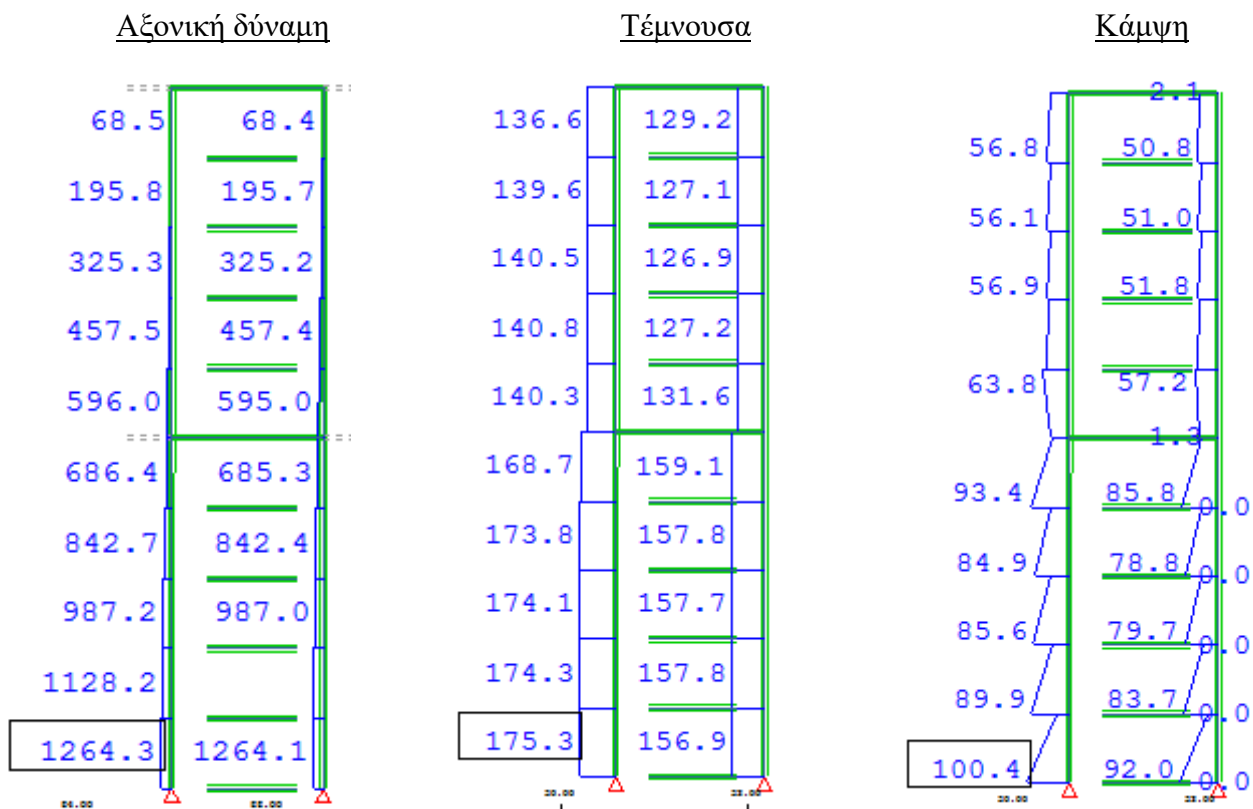
### 5.3.5 Ανελαστικός σχεδιασμός του συστήματος FUSEIS

Ο Ανελαστικός σχεδιασμός επιδιώκεται λόγω της πιθανότητας να επέλθει κάποια σεισμική διέγερση της οποίας το φάσμα απόκρισης να ξεπερνά αυτό που χρησιμοποιήθηκε για τον ελαστικό σχεδιασμό. Επομένως ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται για να αναλαμβάνει μεγαλύτερη σεισμική δράση χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Στον ανελαστικό σχεδιασμό τα μέλη της κατασκευής διαστασιολογούνται για φορτία μικρότερα, αφού περιμένουμε από αυτά να αναπτύξουν επαρκή πλαστιμότητα ώστε να απορροφήσουν ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας από αυτό το χαρακτηριστικό τους. Έτσι οδηγούμαστε σε οικονομικότερες διατομές σε σχέση με τον ελαστικό σχεδιασμό.

Για να εξασφαλιστεί η πλάστιμη συμπεριφορά των μελών και να αποφεύγεται η ψαθυρή μορφή αστοχίας τους, είναι αναγκαίο να πραγματοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός τους σύμφωνα με τον EN 1998.

#### 5.3.5.1 Ικανοτικός έλεγχος υποστλωμάτων

Για τις σεισμικές δράσεις έχουμε :

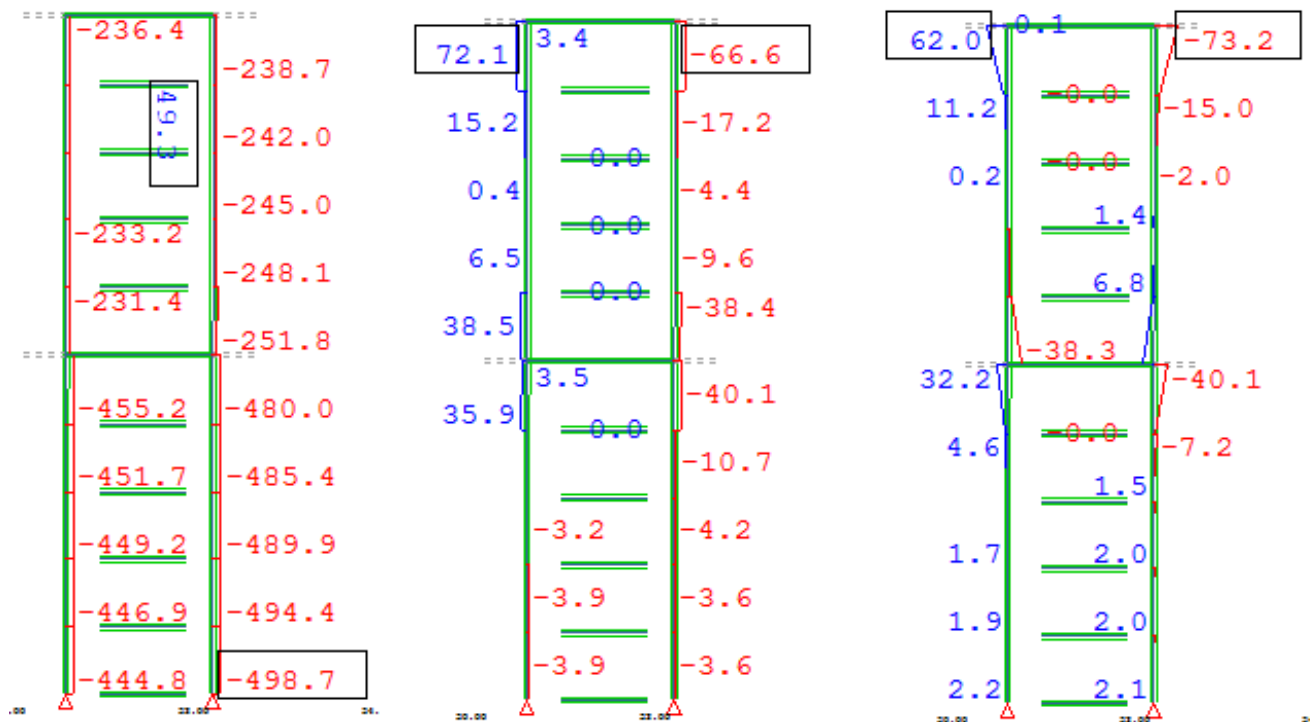


Για τις μη σεισμικές δράσεις:

Αξονική δύναμη

Τέμνουσα

Ροπή



Παρατηρούμε πως διαμορφώνεται το διάγραμμα της τέμνουσας και της ροπής λόγω των αντιδράσεων που προκύπτουν από τα δοκάρια έδρασης των Deltabeams. Για τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων υπολογίζουμε το  $\Omega$  ως  $\min (M_{pl,Rd,i}/M_{E,ed,i})$

Όπου:

$M_{pl,Rd,i}$  = η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής της δοκού  $i$

$M_{E,rd,i}$  = η ροπή στο μέσω του dogbone της δοκού  $i$  για τα σεισμικά φορτία του

section	$M_{pl,Rd,RBS}$ (kNm)	$M_{E,ed,i}$ (kNm)	$\Omega=M_{pl,Rd,RBS}/M_{E,ed,i}$
IPE270	78,34	70,40	1,11
IPE300	100,76	79,10	1,28

Άρα έχουμε  $\Omega=1,11$  και τα σεισμικά φορτία θα πολλαπλασιαστούν με το  $1,1\gamma_{ov}\Omega$  θεωρώντας συντελεστή υπεραντοχής  $\gamma_{ov}=1,25$

Ακολουθεί ο ικανοτικός έλεγχος για τα υποστυλώματα.

Έλεγχος διατομής στο σεισμικό συνδυασμό

Χαρακτηριστικά διατομής HEB300

$f_y$ (kPa)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vy}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{pl,z}$ (cm <sup>3</sup> )
355000	149,1	47,43	114	1869	870,1
$h_w$ (cm)	26,2	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	25170	$L$ (m)	3,4
$t_w$ (cm)	1,1	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	8563	$L_{cr}$ (m)	3,4
$h$ (cm)	30	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )	185	$E$ (Gpa)	210
$b$ (cm)	30	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	1688000	$G$ (Gpa)	81
$t_f$ (cm)	1,9				

**Αξονική δύναμη**

$$N_{Ed} = N_{Ed, G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega \cdot N_{Ed, E}$$

	$N_{c,Rd}$	5293,05	kN
	$N_{ed}$	2428,34	kN

**Τέμνουσα**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

	$V_{pl,y,Rd}$	2336,54	kN
	$V_{pl,z,Rd}$	972,12	kN
	$V_{y,Ed}$	293,38	kN
	$V_{z,Ed}$	0,00	kN
	$V_{z,Ed}/V_{pl,Rd}$	0,00	
	$V_{y,Ed}/V_{pl,Rd}$	0,13	

$$V_{Ed} = V_{Ed, G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega \cdot V_{Ed, E}$$

**Κάμψη**

Απομείωση λόγω τέμνουσας

$V_{z,Ed}/V_{pl,Rd}$	0,00	<	0,5
$V_{y,Ed}/V_{pl,Rd}$	0,13	<	0,5

Δεν απαιτείται απομείωση τέμνουσας

Απομείωση λόγω αξονικής

$$N_{ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl, Rd}$$

$N_{ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	2428,34 >	1323,26	kN
	2428,34 >	511,56	kN

Απαιτείται απομείωση λόγω αξονικής

$$\alpha = (A - 2 \cdot b \cdot t_f), \alpha \leq 0,5$$

$\alpha$	0,24
$n$	0,42

$$M_{pl, Rd} = \frac{W_{pl, Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{pl,y,Rd}$	663,50	kNm
$M_{pl,z,Rd}$	308,89	kNm
$M_{N,y,Rd}$	439,69	kNm

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \quad M_{y,Ed} \quad 0,00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right], n > a \quad M_{N,z,Rd} \quad 291,79 \quad \text{kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot n, n \leq a \quad M_{z,Ed} \quad 155,43 \quad \text{kNm}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \alpha = 2, \beta = 5 \cdot n \quad \text{Έλεγχος} \quad 0,27 < 1$$

### 5.3.5.2 Ικανοτικός σχεδιασμός δοκών IPE της διάταξης

Οι δοκοί των Fuseis ελέγχονται ικανοτικά σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 1$$

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1$$

Όπου:

$N_{Ed}, M_{Ed}$  είναι τα δρώντα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού κατά τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό,

$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$  με  $V_{Ed,G}$  την τιμή σχεδιασμού που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις (ο όρος αυτός πρακτικά αμελείται) και  $V_{Ed,M}$  η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών στις διατομές των άκρων της δικού.

Θα πρέπει να αναφέρουμε εδώ ότι οι δοκοί έδρασης των Deltabeams δεν ελέγχονται ικανοτικά αφού δεν επιθυμούμε στα άκρα τους σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων. Επιπλέον, λόγω της τέμνουσας που μεταφέρουν οι δοκοί έδρασης στα υποστυλώματα, εμφανίζεται αξονική δύναμη στις ασθενέστερες δοκούς IPE που βρίσκονται πλησιέστερα στις δοκούς έδρασης. Σε κανονική διάταξη Fuseis, οι αξονικές δυνάμεις των δοκών είναι μηδαμινές.

section	$N_{Ed}$ (kN)	$0,15N_{pl,Rd}$
IPE270	47	161,97
IPE300	27,2	189,68

section	$V_{pl,Rd,rbs}$ (kN)	$V_{ed,M}$ (kN)	$V_{ed,M}/V_{pl,Rd,rbs}$
IPE270	300,39	161,52	0,54
IPE300	348,42	212,12	0,61

Παρατηρούμε ότι  $V_{ed,M}/V_{pl,Rd,rbs} > 0,5$ . Γίνεται απομείωση τέμνουσας:

### Απομείωση λόγω τέμνουσας

section	$\rho$
IPE270	0,01
IPE300	0,05

section	$M_{pl,Rd,RBS}$ (kNm)	$M_{y,V,Rd}$	$M_{E,ed,i}$ (kNm)
IPE270	78,34	77,89	70,40
IPE300	100,76	95,99	79,10

### 5.3.5.3 Περιορισμός γωνίας στροφής

Στη συγκεκριμένη μελέτη, έχει ληφθεί συντελεστής συμπεριφοράς  $q=3$  ΚΠΜ. Σύμφωνα με τον EC8 – part 1 6.6.4(3), για κτίρια που έχουν σχεδιαστεί για  $2 \leq q \leq 4$ , η ελάχιστη απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής στροφής θα πρέπει να είναι 25 mrad. Επιπλέον σύμφωνα με την παράγραφο 2.3(6) του τεύχους FUSEIS DESIGN GUIDE, η πλαστική στροφή δίνεται από την παρακάτω σχέση:

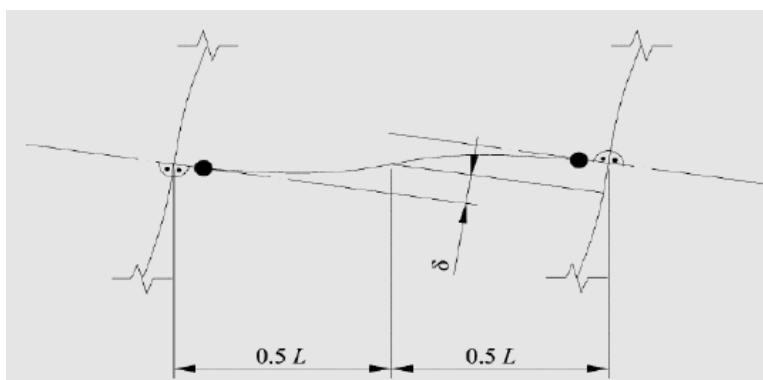
$$\theta_p = \theta_{gl} * L / L_{rbs}$$

όπου:

$L = 1,6m$  η αξονική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων FUSEIS

$L_{rbs}$  είναι το μήκος μεταξύ των μέσων των dogbones της δοκού όπου σχηματίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις

$\theta_{gl}$  είναι η γωνία στροφής στην στάθμη κάθε ορόφου που προκαλείται από την μετακίνηση από τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία της ελαστικής ανάλυσης



Με βάση τα παραπάνω προκύπτει:

section	drift,min	hstorey	L	$\theta_{gl}$	$L_{dog}$	$\theta_p$
IPE270	0,0399	3,4	1,6	0,011735294	0,97	0,01935719
IPE300	0,0285	3,4	1,6	0,008382353	0,95	0,01411765

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος επάρκειας στροφής δεν ικανοποιείται για καμιά από τις διατομές.

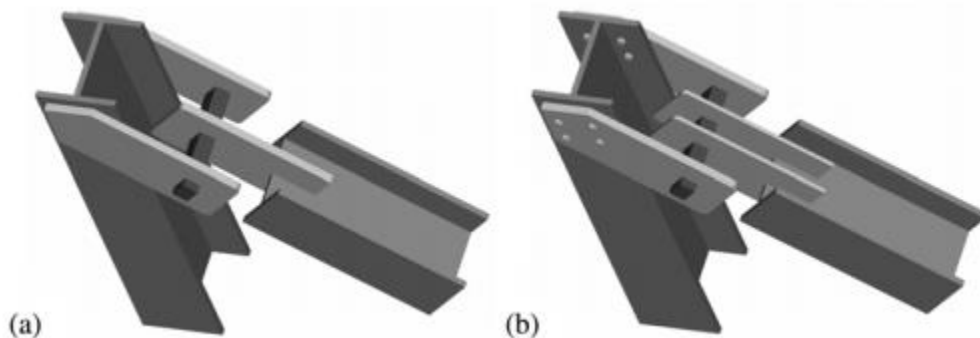
## 5.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD

### 5.4.1 Γενικά

Τα μεταλλικά πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας αποτελούν ένα πολύ συνηθισμένο τρόπο πλευρικής εξασφάλισης μεταλλικών και σύμμικτων κτιρίων. Τα πλαίσια αυτά σχεδιάζονται έτσι ώστε το πιο αδύναμο μέρος της κατασκευής να είναι οι σύνδεσμοι, οι οποίοι θα απορροφήσουν τη σεισμική ενέργεια και θα διαρρεύσουν, ενώ ο υπόλοιπος φορέας θα παραμείνει στην ελαστική περιοχή, συνεχίζοντας να φέρει τα κατακόρυφα φορτία χωρίς προβλήματα. Ουσιαστικά το μέλος του συστήματος που απορροφά ενέργεια είναι η εφελκόμενη διαγώνιος, ενώ η θλιβόμενη δε συμμετέχει στην παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Τα πλαίσια αυτά χαρακτηρίζονται από μεγάλη πλευρική δυσκαμψία αλλά έχουν μικρή πλαστιμότητα. Επιπλέον η αντικατάσταση των συνδέσμων δυσκαμψίας μετά το σεισμό είναι σχετικά εύκολη, αφού δεν επηρεάζει το βασικό φέρων σύστημα, το οποίο είναι οι δοκοί και τα υποστυλώματα.

Κοινά στοιχεία με το παραπάνω σύστημα παρουσιάζουν και τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους. Και σε αυτό το σύστημα πλευρικής εξασφάλισης υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι οποίοι όμως τέμνονται με τους δοκούς σε κάποια απόσταση από τους κόμβους ή μεταξύ τους. Λόγω της εκκεντρότητας των συνδέσμων, το τμήμα της δοκού μέσω του οποίου μεταφέρονται οι δυνάμεις των συνδέσμων, καταπονείται από έντονη κάμψη και διάτμηση. Το τμήμα αυτό λέγεται δοκός σύζευξης. Τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή και πλευρική δυσκαμψία από αυτά με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας αλλά και μεγαλύτερη πλαστιμότητα. Όμως λόγω της συμμετοχής και της δοκού σύζευξης στην απορρόφηση ενέργειας, η επισκευή τους μετά το σεισμό κρίνεται δύσκολη αφού οι δοκοί δεν είναι εύκολα προσβάσιμες και συμμετέχουν σημαντικά στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων.

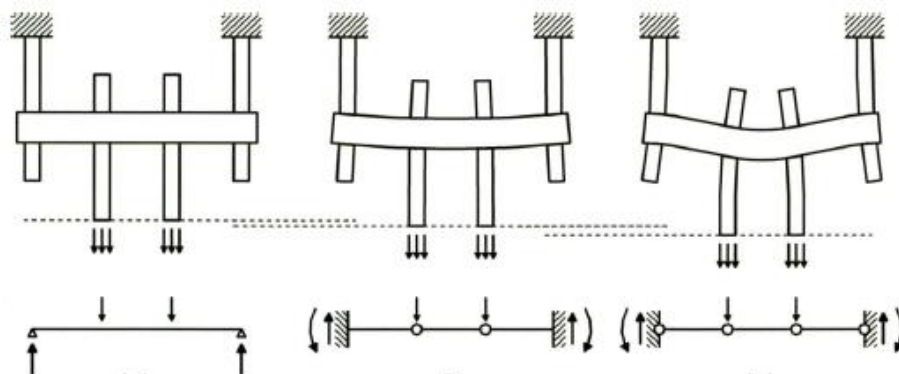
Πλεονεκτήματα των παραπάνω συγκεντρώνουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD. Η σύνδεση INERD αποτελείται από δύο εξωτερικές πλάκες, οι οποίες συνδέονται στα πέλατα του υποστυλώματος, και από μία ή δύο εσωτερικές οι οποίες συνδέονται με το άκρο της διαγωνίου. Οι σύνδεση των πλακών με το υποστυλώμα μπορεί να γίνει είτε μέσω κοχλιώσης είτε μέσω συγκόλλησης (λόγου χάρη σε σύνδεση των πλακών στο πέλαμα του υποστυλώματος). Επίσης αποτελείται από ένα ορθογωνικό ή κυκλικό πείρο ο οποίος τοποθετείται έτσι ώστε να διαπερνά από τις οπές των εξωτερικών και εσωτερικών πλακών.



Σχήμα 5.12 Συνδέσεις INERD

Ο τρόπος λειτουργίας της σύνδεσης περιγράφεται σαν μια δοκό που στηρίζεται στα άκρα της και κάμπτεται υπό την επίδραση ενός ή δύο συγκεντρωμένων φορτίων. Η καμπτόμενη δοκός, στην ουσία, είναι ο πείρος και τα συγκεντρωμένα φορτία είναι η αξονική δύναμη της διαγωνίου που μεταβιβάζεται στις εσωτερικές πλάκες και ύστερα στο πείρο. Η σύνδεση είναι σχεδιασμένη ώστε ο πείρος να έχει χαμηλότερη αντοχή από τις διαγωνίους. Όταν απορροφάται σεισμική ενέργεια, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας φορτίζονται με αξονική δύναμη η οποία στην συνέχεια καταπονεί τον πείρο, ο οποίος οδηγείται στην πλαστικοποίησή του. Με αυτό τον τρόπο δεν έχουμε διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων αλλά πλαστικοποίηση των πείρων, οι οποίοι είναι εύκολα αντικαταστάσιμοι. Στα συστήματα αυτά, συμμετέχουν και οι δύο διαγώνιοι, εφόσον ο ένας θλίβεται και μεταφέρει τη θλιπτική δύναμη στους πείρους ενώ ο άλλος εφελκύεται και 'σπρώχνει' τους πείρους φορτιζοντάς τους.

Η φόρτιση της σύνδεσης χωρίζεται σε τρία στάδια. Αρχικά, οι εσωτερικές πλάκες φορτίζουν τον πείρο ο οποίος βρίσκεται στην ελαστική περιοχή. Το στατικό προσομοίωμα του πείρου και των εξωτερικών πλακών ταυτίζεται με αυτό μιας αμφιέριστης δοκού. Όταν τα σημεία φόρτισης του πείρου από τις εσωτερικές πλάκες αρχίζουν να πλαστικοποιούνται, σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε αυτά και τα άκρα του πείρου πακτώνονται, αφού οι εξωτερικές πλάκες δε τα αφήνουν να στραφούν. Στο τελικό στάδιο, η αντοχή του πείρου έχει εξαντληθεί και πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται στα άκρα του.



Σχήμα 5.13 Στάδια φόρτισης της σύνδεσης INERD



#### 5.4.2 Κανόνες σχεδιασμού και προσδιορισμός αντοχής συνδέσεων INERD

Τα βασικά χαρακτηριστικά μιας σύνδεσης INERD είναι τα εξής:

b	το πλάτος του πείρου
h	το ύψος του πείρου
t <sub>ext</sub>	το πάχος της εξωτερικής πλάκας
t <sub>int</sub>	το πάχος της εσωτερικής πλάκας
d <sub>ext</sub>	η καθαρή απόσταση μεταξύ των εξωτερικών πλακών
d <sub>int</sub>	η καθαρή απόσταση μεταξύ των εσωτερικών πλακών
a	η καθαρή απόσταση μεταξύ της εσωτερικής και της εξωτερικής πλάκας

Προϋποθέσεις για τον σχεδιασμό των συνδέσεων INERD είναι οι παρακάτω:

- $t_{ext} \geq 0,75h$  ,  $t_{int} \geq 0,5t_{ext}$   
Αν ικανοποιούνται οι παραπάνω ανισώσεις, θεωρείται ότι το φαινόμενο της πλευρικής κάμψης των πλακών μειώνεται σημαντικά
- $a \geq h$   
Αν η απόσταση μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής πλάκας είναι πολύ μικρή η σύνδεση συμπεριφέρεται διατμητικά, κάτι που δεν είναι επιθυμητό. Η παραπάνω ανίσωση εξασφαλίζει ότι η σύνδεση συμπεριφέρεται κυρίως καμπτικά.
- Το υλικό του πείρου πρέπει να είναι ίσης ή χαμηλότερης ποιότητας από αυτό των πλακών, ώστε να οδηγούνται οι πείροι προς την πλαστικοποίησή τους και όχι οι πλάκες.
- $h \leq b \leq 2h$  (παραδοχή πειραμάτων)

Όσον αφορά τον προσδιορισμό της αντοχής της σύνδεσης, θα πρέπει να βασιστούμε στις φάσεις φόρτισης του πείρου. Σύμφωνα με αυτές έχουμε:

##### Αντοχή στο σημείο της πρώτης διαρροής P<sub>y</sub>

Εδώ ο πείρος βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, δηλαδή συμπεριφέρεται, όπως είπαμε, σαν αμφιέρειστη δοκό με ένα η δύο συγκεντρωμένα φορτία. Η ελαστική ροπή αντίστασης του πείρου προσδιορίζεται ως εξής:

$$W_{el-pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[ \beta_1 - \beta_1^2 + \frac{2}{3} \cdot (0,5 - \beta_1)^2 \right]$$

όπου  $\beta_1 = 1/6$

Και η αντίστοιχη ροπή:

$$M_{el-pl} = W_{el-pl} \cdot f_y$$

Το αξονικό φορτίο που αντιστοιχεί σε αυτή τη ροπή είναι :

$$P_{y,M} = \frac{2 \cdot M_{el-pl}}{a_{red,I}}$$

όπου ο  $\alpha_{red,I}$  είναι ο μειωμένος μοχλοβραχίονας μεταξύ του άκρου της εσωτερικής πλάκας και της τελευταίας θέσης της πλαστικής ζώνης, η οποία θεωρείται ότι εκτείνεται σε μια απόσταση  $\gamma=0,5h$  από το άκρο των εσωτερικών πλακών, όπου  $h$  το ύψος του πείρου. Άρα:

$$\alpha_{red,I} = \alpha - \gamma \cdot h$$

$$\text{όπου } a = \frac{d_{ext} - d_{int} - 2t_{int}}{2}$$

Σε περίπτωση σύνδεσης με έντονη διατμητική συμπεριφορά, η σχέση της αξονικής δύναμης υπερεκτιμά την αντοχή του πείρου, επομένως λαμβάνεται υπόψη η σχέση :

$$P_{y,V} = k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a}$$

όπου

$$k_{pin} = 1 + 0,1 \cdot \frac{b}{h} \quad \text{με } 1,1 \leq k_{pin} \leq 1,2$$

Η  $M_{pl}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής του πείρου και ισούται με:

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y = \frac{b \cdot h^2}{4} f_y$$

Τελικά, η αξονική αντοχή της σύνδεσης στο σημείο της πρώτης διαρροής δίνεται από τη σχέση:

$$P_{y,com} = \min\{P_{y,M}; P_{y,V}\} = \min\left\{\frac{2 \cdot M_{el-pl}}{\alpha_{red,I}}; k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{a}\right\}$$

Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής διαρροής προκύπτει από την σχέση:

$$P_{y,Rk} = \frac{P_{y,com}}{\gamma_{cor,y}}$$

όπου  $\gamma_{cor,y}=1,05$

και η τιμή σχεδιασμού από την σχέση:

$$P_{y,Rd} = \frac{P_{y,Rk}}{\gamma_{M0}}$$

Δηλαδή η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής διαρροής είναι ίση με την τιμή σχεδιασμού.

### Τελική αντοχή $P_u$

Στη φάση της αστοχίας, ο πείρος συμπεριφέρεται σαν αμφίπακτη δοκός με δύο συγκεντρωμένα φορτία στα σημεία που ακουμπάνε οι εσωτερικές πλάκες.

Εδώ, πλέον, η πλαστική ζώνη εκτείνεται πέρα από το άκρο των εσωτερικών πλακών αλλά και των εξωτερικών σε απόσταση  $\gamma=0,5h$ . Έτσι ο μειωμένος μοχλοβραχίονας γίνεται:

$$\alpha_{red, III} = \alpha - 2 \cdot \gamma \cdot h$$

Αν έχουμε έντονη διατμητική συμπεριφορά της σύνδεσης, δηλαδή αν η τιμή της  $\alpha_{red, III}$  είναι μικρότερη ή ίση του μηδενός, η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει ως:

$$P_{u, com} = k_{pin} \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3}}$$

Αν η τιμή της  $\alpha_{red, III}$  είναι μεγαλύτερη του μηδενός, τότε η ορθή τάση που αναπτύσσεται στη διατομή υπολογίζεται από την σχέση:

$$f_{mid} = f_y + \frac{f_u - f_y}{2} \cdot \lambda_f$$

όπου  $\lambda_f$  ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την πιθανή διατμητική συμπεριφορά:

$$\lambda_f = \left( \frac{\alpha - h}{2 \cdot h} \right)^2, \text{ με } h \leq \alpha \leq 3h$$

Ο παραπάνω συντελεστής  $\lambda_f$  παίρνει τιμές  $0 \leq \lambda_f \leq 1$  (για αυτό και ο παραπάνω περιορισμός για το  $\alpha$ ).

Η αντοχή της αστοχίας της δύναμης με βάση την τέμνουσα δύναμη ορίζεται ως εξής:

$$P_{u, V} = k_{pin} \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3}}$$

Η ροπή αντίδρασης της διατομής στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης ισούται με:

$$W_{u-pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[ \beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0,5 - \beta_{III})^2 \right]$$

όπου:

$$\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$$

Η αντίστοιχη ροπή αντοχής είναι:

$$M_u = W_{u, pl} \cdot f_{mid}$$

Το αξονικό φορτίο που αντιστοιχεί στη ροπή αντοχής, βρίσκεται, λαμβάνοντας υπόψη τον μειωμένο βλοχοβραχίονα:

$$P_{u,M} = \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III}}$$

Με δοκιμές, αλλάζοντας την τιμή του  $\beta_{III}$ , προκύπτει η τελική αντοχή της σύνδεσης ως:

$$P_{u,nom} = P_{u,V} = P_{u,M}$$

Η χαρακτηριστική αντοχή αστοχίας της σύνδεσης ισούται με :

$$P_{u,Rk} = \frac{P_{u,com}}{\gamma_{cor,u}}$$

όπου  $\gamma_{cor,u}=1,1$

και η τιμή σχεδιασμού της αντοχής αστοχίας της σύνδεσης ισούται με τη χαρακτηριστική αντοχή αστοχίας αφού:

$$P_{u,Rd} = \frac{P_{u,Rk}}{\gamma_{M0}}$$

Για τον ικανοτικό σχεδιασμό των δοκών και των υποστυλωμάτων, αλλά και για τα στοιχεία της σύνδεσης εκτός των πείρων, δηλαδή για τις πλάκες σύνδεσης ή τις κοχλιώσεις, χρησιμοποιείται η αντοχή της αστοχίας μαζί με τον συντελεστή υπεραντοχής  $\gamma_{cap}=1,30$ . Επομένως η υπεραντοχή της σύνδεσης, με βάση την οποία θα διαστασιοποιηθούν όλα τα συνδεόμενα μέλη είναι :

$$P_{cap,Rd} = \gamma_{cap} \cdot P_{u,Rd}$$

Επιπλέον, τα εντατικά μεγέθη των δοκών και των υποστυλωμάτων που προκύπτουν από την σεισμική δράση, θα πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή ικανοτικής μεγένθυσης:

$$\alpha_{cd}^{\pm} = \frac{1,2 \cdot P_{u,Rd,i} - P_{vdi}}{P_{Edi}} \leq q$$

όπου:

$P_{u,Rd,i}$  είναι η εφελκυστική (+) ή η θλιπτική (-) αντοχή σχεδιασμού της σύνδεσης ανάλογα με τη περίπτωση

$P_{vdi}$  η αξονική δύναμη της εξεταζόμενης σύνδεσης υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων

$P_{Edi}$  η εφελκυστική δύναμη της εξεταζόμενης σύνδεσης υπό την επίδραση μόνο της σεισμικής δράσης του συνδυασμού

Το πρόσημο στον εκθέτη του συντελεστή φανερώνει αν η τιμή προέκυψε λόγω εξάντλησης της εφελκυστικής (+) ή της θλιπτικής αντοχής (-).

Για τον έλεγχο των συνδεδόμενων μελών, αγνοώντας την επίδραση της ροπής εξαιτίας των αρθρωτών συνδέσεων, έχουμε:

$$N_{vdi} + a_{cd} \cdot N_{Edi} \leq N_{b, Rdi}$$

όπου

$N_{vdi}$  η θλιπτική δύναμη της δοκού ή του υποστυλώματος υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του συνδυασμού.

$N_{Edi}$  η θλιπτική δύναμη της δοκού ή του υποστυλώματος υπό την επίδραση μόνο της σεισμικής δράσης του συνδυασμού.

Τέλος παρατίθεται και ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς  $q_{req}$  για κάθε όροφο ο οποίος είναι αυτός που αν χρησιμοποιηθεί, θα οδηγήσει σε δρώσα αξονική δύναμη που θα είναι μικρότερη από αυτή της αστοχίας των συνδέσεων INERD. Επομένως στην περίπτωση που  $q_{req} > q_{μελέτης}$  καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι θέλουμε ισχυρότερες συνδέσεις η μεγαλύτερο συντελεστή συμπεριφοράς για να μην αστοχήσουν στον σεισμό σχεδιασμού. Ωστόσο προτιμάμε να μην οδηγούμαστε σε ισχυρότερες συνδέσεις αν έχουμε εξασφαλίσει ότι δε διαρρέουν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι.

$$q_{req}^{\pm} = \frac{q \cdot P_{Edi}}{P_{uc, Rdi} - P_{vdi}}$$

### 5.4.3 Διαστασιολόγηση της σύνδεσης INERD

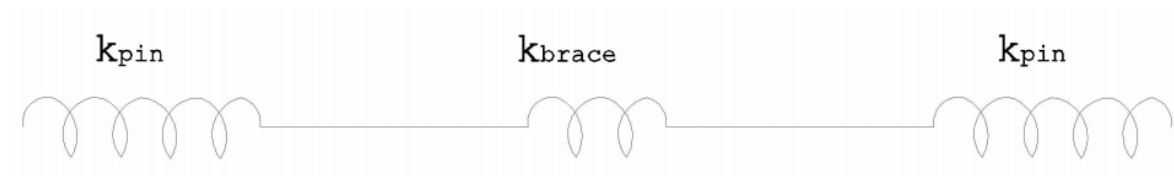
Στο Sofistik το σύστημα πείρος – διαγώνιος – πείρος προσομοιώθηκε με ελατήριο (Elastic link) του οποίου η δυσκαμψία στη διεύθυνση του ισούται με τη δυσκαμψία του συστήματος. Τα στοιχεία του συστήματος (οι πείροι και η διαγώνιος) είναι συνδεδεμένα σε σειρά, επομένως η ολική δυσκαμψία του συστήματος δίνεται από τη σχέση :

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_{pin}} + \frac{1}{K_{el}} + \frac{1}{K_{pin}}$$

όπου

$K_{pin}$  η δυσκαμψία του πείρου ως  $K_{pin} = \frac{Py}{\delta y}$

$K_{el}$  η δυσκαμψία της διαγωνίου ως  $K_{el} = \frac{EA}{L}$



Σχήμα 5.14 Ελατήρια σε σειρά

Να επισημάνουμε εδώ ότι εάν η δυσκαμψία του συστήματος ήταν περίπου ίση με την δυσκαμψία της διαγωνίου, τότε η παραπάνω προσομοίωση θα μπορούσε να είχε παραληφθεί και να είχε χρησιμοποιηθεί μόνο η διατομή της διαγωνίου.

### 5.4.3.1 Διαστασιολόγηση σύνδεσης 1<sup>ου</sup> ορόφου

Για το σχεδιασμό των συνδέσεων INERD των πλαισίων, εφαρμόστηκε μια επαναληπτική διαδικασία υπολογισμών ώστε να ικανοποιούνται όλες οι απαιτήσεις της σύνδεσης. Προσδιορίστηκαν κάποιες αρχικές διαστάσεις του πείρου και των εξωτερικών και εσωτερικών πλακών της σύνδεσης, και στην συνέχεια, βάσει εκτίμησης μιας διατομής διαγωνίου, προσδιορίστηκε η δυσκαμψία του συστήματος διαγωνίου –πείρων. Αυτό προσομοιώθηκε στο Sofistik με το παραπάνω τρόπο και αναλόγως με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, πραγματοποιώντας δοκιμές, βρέθηκε η σύνδεση INERD και η διατομή της διαγωνίου που ικανοποιεί τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Να επισημανθεί εδώ ότι η ποιότητα των διαγωνίων είναι S355 ενώ η ποιότητα του πείρου επιλέγεται μικρότερη αφού δεν επιθυμούμε την διαρροή των διαγωνίων, αλλά του πείρου. Λόγω της υπεραντοχής που παρουσιάζει ο χάλυβας S235, συνηθίζεται να επιλέγεται για τον πείρο χάλυβας ποιότητας S275.

Για τους διαγώνιους συνδέσμους του πρώτου ορόφου έχουμε:

διατομή	λ	N <sub>t,Rd</sub> (kN)	X <sub>min</sub>	N <sub>b,Rd</sub> (kN)
HEA240	0,93	2727,82	0,58	1584,74

Για τις συνδέσεις INERD των πλαισίων του πρώτου ορόφου έχουμε τα εξής χαρακτηριστικά:

Καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών:	d <sub>ext</sub> =	300 mm
Καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών:	d <sub>int</sub> =	100 mm
Πάχος εξωτερικών πλακών:	t <sub>ext</sub> =	50 mm
Πλάτος εξωτερικών πλακών:	h <sub>ext</sub> =	240 mm
Πάχος εσωτερικών πλακών:	t <sub>int</sub> =	30 mm
Πλάτος εσωτερικών πλακών:	h <sub>int</sub> =	240 mm
Ύψος πείρου:	h=	60 mm
Πλάτος πείρου:	b=	70 mm
Ανοχή οπής:	Ø=	1 mm
Υλικό πείρου:		S275
Υλικό πλακών:		S355

Σύμφωνα με τους γενικούς κανόνες σχεδιασμού θα πρέπει να ισχύει:

- t<sub>ext</sub> = 50 mm > 0,75 h = 0,75\*60 = 45 mm
- t<sub>int</sub> = 30 mm > 0,5 t<sub>ext</sub> = 25 mm
- a = 70 mm > h = 60 mm
- h = 60 mm < b = 70 mm < 2 h = 120 mm

Επιπλέον εξετάζουμε την ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης της σύνδεσης σε σχέση με τις διαστάσεις του φατνώματος στο οποίο βρίσκονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η απαίτηση προκύπτει θεωρώντας ότι για το σεισμό αστοχίας θα επιβληθεί σχετική μετακίνηση των ορόφων ίση με 3%:

$$\delta_{lim} = 0,8 \cdot 70 = 56 \text{ mm} > \delta_{req} = \frac{\delta \cdot H \cdot \cos\phi}{2} = 46,6 \text{ mm}$$

Στη συνέχεια προσδιορίζονται τα παρακάτω στοιχεία: ονομαστική τιμή και τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής, ονομαστική τιμή και τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής αστοχίας. Αναφέρουμε ότι για τη δυσκαμψία του συστήματος ισχύει:

**Δυσκαμψία συστήματος**

$K_{el} =$	1889,51	kN/cm
$K_{pin} =$	8121,21	kN/cm
$K_{\text{συστ}} =$	1289,48	kN/cm

**Προσδιορισμός αντοχών**

καθαρή απόσταση μεταξύ εσωτερικής - εξωτερικής πλάκας	$a =$	70	mm		
αξονική απόσταση μεταξύ εξωτερικών πλακών	$l =$	350	mm		
μειωμένος μοχλοβραχίονας (σημείο I διαρροή)	$a_{red,I} =$	40	mm		
ροπή αντίστασης πείρου για πλαστική κατανομή τάσεων	$W_{pl} =$	63	cm <sup>3</sup>		
τιμή διατομής που πλαστικοποιείται (σημείο I διαρροή)	$\beta I =$	1/6			
ροπή αντίστασης για ελαστοπλαστική κατανομή	$W_{el-pl} =$	53,67	cm <sup>3</sup>		
	$P_{y,M} =$	737,92	kN		
	$P_{y,V} =$	552,75	kN		
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι διαρροής	$P_{y,nom} =$	552,75	kN		
συντελεστής ασφάλειας έναντι διαρροής	$\gamma_y =$	1,05			
τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής έναντι διαρροής	$P_{y,Rd} =$	526,429	kN	$\geq$	$N_{ser,Ed} = 499$ kN 95%
αξονική παραμόρφωση έναντι διαρροής	$\delta_y =$	0,64821	mm		
μειωμένος μοχλοβραχίονας (σημείο III αστοχία)	$a_{red,III} =$	10	mm		
διορθωτικός συντελεστής σχήματος	$k_{pin} =$	1,11667			
συντελεστής διατμητικής συμπεριφοράς	$\lambda_f =$	0,00694	$>0, <1$		
οριακή τάση αντοχής κατά την αστοχία	$f_{mid} =$	27,5538	Kn/cm <sup>2</sup>		
συντελεστής αλληλεπίδρασης κάμψης και διάτμησης	$x =$	0,06247			
τιμή διατομής που πλαστικοποιείται (σημείο III αστοχία)	$\beta_{III} =$	0,03229			
ροπή αντίστασης στην αστοχία για πλαστική κατανομή τάσεων	$W_{u,pl} =$	11,3191	cm <sup>3</sup>		
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας (εξ1)	$P_{u,nom,M} =$	1393,08	kN		
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας (εξ2)	$P_{u,nom,V} =$	1393,08	kN	0	
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας	$P_{u,nom} =$	1393,08	kN	$\leq$	$N_{b,Rd} = 1585$ kN 88%
συντελεστής ασφάλειας έναντι αστοχίας	$\gamma_u =$	1,1			
τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας	$P_{u,Rd} =$	1266,44	kN	$\geq$	$N_{ed} = 1248$ kN 99%
	$P_{cap,Ed} =$	1646,37	kN		

Παρατηρούμε ότι για το σεισμό σχεδιασμού, η σύνδεση αντέχει έναντι διαρροής. Επιπλέον εξασφαλίζεται η αστοχία της σύνδεσης έναντι του λυγισμού της διαγωνίου αφού η ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας της σύνδεσης, είναι μικρότερη από την αντοχή της διαγωνίου σε λυγισμό. Για το σεισμό σχεδιασμού, παρατηρούμε ότι η σύνδεση επαρκεί αφού η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας είναι μεγαλύτερη της σεισμικής δράσης για τον σεισμικό συνδυασμό. Το ποσοστό εκμετάλλευσης της σύνδεσης φτάνει στο 99%. Τέλος υπολογίζεται η δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού  $P_{cap,Ed}$  σύμφωνα με την οποία θα σχεδιασθούν ικανοτικά οι πλάκες και οι συγκολλήσεις.



### 5.4.3.2 Ικανοτικός σχεδιασμός συνδεόμενων μελών

Η σύνδεση αποτελείται από δύο εσωτερικές και εξωτερικές πλάκες, επομένως η κάθε μια παραλαμβάνει τη μισή δύναμη υπεραντοχής.

Ελέγχουμε την εφελκυστική αντοχή των εξωτερικών και εσωτερικών πλακών:

$$N_{t, ext, Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \min \{4260,3102,84\} = 3102,84 \text{ kN} > 0,5 \cdot P_{cap, Ed} = 823 \text{ kN}$$

$$N_{t, int, Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \min \{2556,1861,7\} = 1861,7 \text{ kN} > 0,5 \cdot P_{cap, Ed} = 823 \text{ kN}$$

Παρατηρούμε ότι η πλάκες έχουν υπερδιαστασιολογηθεί. Αυτό είναι απαραίτητο αφού η αστοχία λόγω σύνθλιψη άντυνας είναι απαγορευτική, καθώς και για να έχουν αρκετή καμπτική δυσκαμψία κάθετα στον άξονα της φόρτισης.

Ελέγχουμε τις συγκολλήσεις και τις κοχλιώσεις της σύνδεσης.

Οι εσωτερικές πλάκες έχουν εγκοπή η οποία εφαρμόζει στο κορμό της διαγωνίου. Στα σημεία που εφαρμόζει συγκολλούμε σε ένα μήκος  $l_{eff}=4 \cdot l_{εγκοπής}$

$$N_{w, int, Rd} = A_w \cdot \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 879,42 \text{ kN} > 0,5 \cdot P_{cap, Ed} = 823 \text{ kN}$$

Οι εξωτερικές πλάκες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος μέσω 6 κοχλίων M22 υψηλής ποιότητας 10.9. Είναι εφαρμοσμένοι κοχλίες, η διάμετρος οπής τους είναι 24 mm και το επίπεδο διάτμησης λαμβάνεται στο σπείρωμα ( $A_s=3,03 \text{ cm}^2$ ). Οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλίων αλλά και των ακραίων κοχλίων από το άκρο επιλέγονται παρακάτω:

1,2 $d_0=28,8 \text{ mm}$	<	$e_1 = 80 \text{ mm}$	<	$4 t_{\min} + 40 = 116 \text{ mm}$
1,2 $d_0=28,8 \text{ mm}$	<	$e_2 = 40 \text{ mm}$	<	$4 t_{\min} + 40 = 116 \text{ mm}$
2,2 $d_0=52,8 \text{ mm}$	<	$p_1 = 168 \text{ mm}$	<	$\min \{ 14 t_{\min} ; 200 \} = 200 \text{ mm}$
2,4 $d_0=57,6 \text{ mm}$	<	$p_2 = 80 \text{ mm}$	<	$\min \{ 14 t_{\min} ; 200 \} = 200 \text{ mm}$

Η αντοχή ενός κοχλίου σε σύνθλιψη άντυνας είναι:

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\} = \min \{2,96 ; 2,5\} = 2,5$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0 \right\} = \min \{1,1 ; 1,96 ; 1\} = 1$$

$$F_{b, rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 426,36 \text{ kN}$$

Ενώ η αντοχή ενός κοχλίου σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 145,44 \text{ kN}$$

Επομένως είναι:

$$F_{b,tot,rd} = n \cdot \min\{F_{v,rd}; F_{b,Rd}\} = 872,64 \text{ kN} > 0,5 P_{cap,Ed} = 823 \text{ kN}$$

Παρατίθενται και συνοπτικά οι υπολογισμοί:

#### Ικανοτικός έλεγχος πλακών σύνδεσης και συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας

ύψος εξωτερικής πλάκας	$h_{ext} =$	240 mm			
ύψος εσωτερικής πλάκας	$h_{int} =$	240 mm			
τάσεις διαρροής χάλυβα πλακών	$f_y =$	35,5 Kn/cm <sup>2</sup>			
τάση αστοχίας χάλυβα πλακών	$f_u =$	51 Kn/cm <sup>2</sup>			
ανοχή	$\emptyset =$	1 mm			
εφελκυστική αντοχή εξωτερικής πλάκας	$N_{t,ext,Rd} =$	3102,84 kN	$\geq$	$0,5 \cdot P_{cap, 823 \text{ KN}}$	27%
εφεκυστική αντοχή εσωτερικής πλάκας	$N_{t,int,Rd} =$	1861,7 kN	$\geq$	$0,5 \cdot P_{cap, 823 \text{ KN}}$	44%
πάχος συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας	$a_{int} =$	6 mm			
μήκος συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας	$l_{eff} =$	140 mm			
	$A_w =$	33,6 cm <sup>2</sup>			
διατμητική αντοχή συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας	$F_{w,Rd} =$	879,42 kN	$\geq$	$0,5 \cdot P_{cap, 823 \text{ kN}}$	94%

#### Ικανοτικός έλεγχος κοχλίωσης εξωτερικής πλάκας

διαμετρος και ποιότητα κοχλίων	M22	10.9			
τάση διαρροής κοχλίων	$f_{y,b} =$	90 Kn/cm <sup>2</sup>			
τάση αστοχίας κοχλίων	$f_{u,b} =$	100 Kn/cm <sup>2</sup>			
διάμετρος κοχλίων	$d =$	22 mm			
διάμετρος οπής κοχλίων	$d_0 =$	24 mm			
επίπεδο διάτμησης	<b>στο σπείρωμα</b>				
εμβαδό διάτμησης κοχλίων	$A_s =$	3,03 cm <sup>2</sup>			
πάχος πέλματος υποστυλώματος	$t_f =$	19 mm			
παράλληλη απόσταση στο ελεύθερο άκρο	$e_1 =$	80 mm		[ 28,8 116 ]	
παράλληλη απόσταση μεταξύ κοχλίων	$p_1 =$	168 mm		[ 52,8 200 ]	
εγκάρσια απόσταση στο ελεύθερο άκρο	$e_2 =$	40 mm		[ 28,8 116 ]	
εγκάρσια απόσταση κοχλίων	$p_2 =$	80 mm		[ 57,6 200 ]	
συντελεστής αντοχής σε διάτμηση	$a_v =$	0,6			
αντοχή κοχλία σε διάτμηση	$F_{v,Rd} =$	145,44 kN			
	$k_1 =$	2,5			
συντελεστής αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας	$a_b =$	1			
αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} =$	426,36 kN			
σειρές κοχλίων	$n =$	2			
αριθμός κοχλίων ανά διατομή	$n =$	3			
αντοχή κοχλίωσης	$F_{tot,Rd} =$	872,64 kN	$\geq$	$0,5 \cdot P_{cap, 823 \text{ kN}}$	94%

### 6.4.3.3 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Θα υπολογίσουμε τους συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου. Ισχύει:

Διαγώνιος	$P_{yt,Rd}$ (kN)	$P_{ut,Rd}$ (kN)	$P_{yc,Rd}$ (kN)	$P_{uc,Rd}$ (kN)
HEA240	473,79	1139,80	526,43	1266,44
Εντατικά μεγέθη λόγω σεισμικής δράσης				
HEA240	+	-		
kN		1193,1	1248,7	
Εντατικά μεγέθη λόγω μη σεισμικών δράσεων				
HEA240	+	-		
kN		0	-44,5	
Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης				
$\alpha_{cd1}$		1,31	<3	
Έλεγχος επάρκειας διατομής				
$N_{vdi}$ (kN)	$N_{edi}$ (kN)	$N$ (kN)	$N_{b,Rdi}$ (kN)	
489	1162,1	2001,69	4030,96	Ok

Ο ικανοτικός έλεγχος έγινε σύμφωνα με τον τύπο  $N_{vdi} + \alpha_{cd} \cdot N_{edi} \leq N_{b,Rdi}$  για τη διατομή του υποστυλώματος HEB300. Η διατομή επαρκεί. Επίσης επιβεβαιώνουμε ότι  $\alpha_{cd1} < q=3$ .

Επιπλέον μπορούμε να υπολογίσουμε τον συντελεστή  $q_{req}$  από τη σχέση  $q_{req}^{\pm} = \frac{q \cdot P_{Edi}}{P_{uc,Rdi} - P_{vdi}}$ . Αυτός αν είναι μεγαλύτερος από τον  $q_{μελέτης}$  δείχνει ότι οι συνδέσεις δεν είναι επαρκείς και αστοχούν για το σεισμό σχεδιασμού. Ωστόσο, όπως είπαμε αν έχουμε εξασφαλίσει τη μη διαρροή των διαγώνιων συνδέσμων, καλό είναι να μην οδηγούμαστε σε ισχυρότερες συνδέσεις.

Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης		
$q_{req}$	2,73	<3

#### 5.4.3.4 Διαστασιολόγηση σύνδεσης 2<sup>ου</sup> ορόφου

Για τους διαγώνιους συνδέσμους του δευτέρου ορόφου έχουμε:

διατομή	λ	N <sub>t,Rd</sub> (kN)	X <sub>min</sub>	N <sub>b,Rd</sub> (kN)
HEA200	1,12	1910,97	0,47	903,52

Για τις συνδέσεις INERD των πλαισίων του πρώτου ορόφου έχουμε τα εξής χαρακτηριστικά:

Καθαρή απόσταση εξωτερικών πλακών:	d <sub>ext</sub> =	300 mm
Καθαρή απόσταση εσωτερικών πλακών:	d <sub>int</sub> =	70 mm
Πάχος εξωτερικών πλακών:	t <sub>ext</sub> =	40 mm
Πλάτος εξωτερικών πλακών:	h <sub>ext</sub> =	200 mm
Πάχος εσωτερικών πλακών:	t <sub>int</sub> =	20 mm
Πλάτος εσωτερικών πλακών:	h <sub>int</sub> =	200 mm
Ύψος πείρου:	h=	50 mm
Πλάτος πείρου:	b=	60 mm
Ανοχή οπής:	Ø=	1 mm
Υλικό πείρου:		S275
Υλικό πλακών:		S355

Σύμφωνα με τους γενικούς κανόνες σχεδιασμού θα πρέπει να ισχύει:

- t<sub>ext</sub> = 40 mm > 0,75 h = 0,75\*50 = 37,5 mm
- t<sub>int</sub> = 25 mm > 0,5 t<sub>ext</sub> = 20 mm
- a = 95 mm > h = 50 mm
- h = 50 mm < b = 60 mm < 2 h = 100 mm

Επιπλέον εξετάζουμε την ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης της σύνδεσης σε σχέση με τις διαστάσεις του φαινώματος στο οποίο βρίσκονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η απαίτηση προκύπτει θεωρώντας ότι για το σεισμό αστοχίας θα επιβληθεί σχετική μετακίνηση των ορόφων ίση με 3%:

$$\delta_{iim} = 0,8 * 95 = 76 \text{ mm} > \delta_{req} = \frac{\delta \cdot H \cdot \cos \phi}{2} = 46,6 \text{ mm}$$

Στη συνέχεια προσδιορίζονται τα παρακάτω στοιχεία: ονομαστική τιμή και τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής, ονομαστική τιμή και τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής αστοχίας. Αναφέρουμε ότι για τη δυσκαμψία του συστήματος ισχύει :

#### Δυσκαμψία συστήματος

K <sub>el</sub> =	1323,69	kN/cm
K <sub>pin</sub> =	3041,55	kN/cm
K <sub>συστ</sub> =	707,70	kN/cm

Προσδιορισμός αντοχών

καθαρή απόσταση μεταξύ εσωτερικής - εξωτερικής πλάκας	$a=$	95 mm			
αξονική απόσταση μεταξύ εξωτερικών πλακών	$l=$	340 mm			
μειωμένος μοχλοβραχίονας (σημείο I διαρροή)	$a_{red,I}=$	67,5 mm			
ροπή αντίστασης πείρου για πλαστική κατανομή τάσεων	$W_{pl}=$	45,375 cm <sup>3</sup>			
τιμή διατομής που πλαστικοποιείται (σημείο I διαρροή)	$\beta I=$	1/6			
ροπή αντίστασης για ελαστοπλαστική κατανομή	$W_{el-pl}=$	38 2/3 cm <sup>3</sup>			
	$P_{y,M}=$	314,95 kN			
	$P_{y,V}=$	291 1/3 kN			
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι διαρροής	$P_{y,nom}=$	291,36 kN			
συντελεστής ασφάλειας έναντι διαρροής	$\gamma_y=$	1,05			
τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής έναντι διαρροής	$P_{y,Rd}=$	277,481 kN	$\geq N_{ser,Ed}=$	262,76 kN	95%
αξονική παραμόρφωση έναντι διαρροής	$\delta_y=$	0,9123 mm			
μειωμένος μοχλοβραχίονας (σημείο III αστοχία)	$a_{red,III}=$	40 mm			
διορθωτικός συντελεστής σχήματος	$k_{pin}=$	1,10909			
συντελεστής διατμητικής συμπεριφοράς	$\lambda_f=$	0,13223	$>0, <1$		
οριακή τάση αντοχής κατά την αστοχία	$f_{mid}=$	28,5248 Kn/cm <sup>2</sup>			
συντελεστής αλληλεπίδρασης κάμψης και διάτμησης	$\chi=$	0,26564			
τιμή διατομής που πλαστικοποιείται (σημείο III αστοχία)	$\beta_{III}=$	0,13033			
ροπή αντίστασης στην αστοχία για πλαστική κατανομή τάσεων	$W_{u,pl}=$	27,1605 cm <sup>3</sup>			
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας (εξ1)	$P_{u,nom,M}=$	859,266 kN			
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας (εξ2)	$P_{u,nom,V}=$	859,266 kN	0		
ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας	$P_{u,nom}=$	859,266 kN	$\leq N_{b,Rd}=$	903,52 kN	95%
συντελεστής ασφάλειας έναντι αστοχίας	$\gamma_u=$	1,1			
τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας	$P_{u,Rd}=$	781,151 kN	$\geq N_{ed}=$	656,9 kN	84%
	$P_{cap,Ed}=$	1015,5 kN			

Παρατηρούμε και εδώ ότι για το σεισμό σχεδιασμού, η σύνδεση αντέχει έναντι διαρροής. Επιπλέον εξασφαλίζεται η αστοχία της σύνδεσης έναντι του λυγισμού της διαγωνίου, αφού η ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας της σύνδεσης, είναι μικρότερη από την αντοχή της διαγωνίου σε λυγισμό. Για το σεισμό σχεδιασμού, παρατηρούμε ότι η σύνδεση επαρκεί αφού η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής έναντι αστοχίας είναι μεγαλύτερη της σεισμικής δράσης για τον σεισμικό συνδυασμό. Το ποσοστό εκμετάλλευσης της σύνδεσης εδώ φτάνει στο 87%. Τέλος υπολογίζεται η δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού  $P_{cap,Ed}$  σύμφωνα με την οποία θα σχεδιασθούν ικανοτικά οι πλάκες και οι συγκολλήσεις.

### 5.4.3.5 Ικανοτικός σχεδιασμός συνδεόμενων μελών

Η σύνδεση αποτελείται από δύο εσωτερικές και εξωτερικές πλάκες, επομένως η κάθεται παραλαμβάνει τη μισή δύναμη υπεραντοχής. Λόγω συντόμευσης παρουσιάζονται οι υπολογισμοί συνοπτικά:

Ικανοτικός έλεγχος πλακών σύνδεσης και συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας				
ύψος εξωτερικής πλάκας	$h_{ext} =$	200 mm		
ύψος εσωτερικής πλάκας	$h_{int} =$	200 mm		
τάσεις διαρροής χάλυβα πλακών	$f_y =$	35,5 Kn/cm <sup>2</sup>		
τάση αστοχίας χάλυβα πλακών	$f_u =$	51 Kn/cm <sup>2</sup>		
ανοχή	$\varnothing =$	1 mm		
εφελκυστική αντοχή εξωτερικής πλάκας	$N_{t,ext,Rd} =$	2041,63 kN	$\geq 0,5 * P_{cap}$	507,75 kN 25%
εφελκυστική αντοχή εσωτερικής πλάκας	$N_{t,int,Rd} =$	1020,82 kN	$\geq 0,5 * P_{cap}$	507,75 kN 50%
πάχος συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας	$a_{int} =$	6 mm		
μήκος συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας	$l_{eff} =$	90 mm		
	$A_w =$	21,6 cm <sup>2</sup>		
διατμητική αντοχή συγκόλλησης εσωτερικής πλάκας	$F_{w,Rd} =$	565,341 kN	$\geq 0,5 * P_{cap}$	507,75 kN 90%

Ικανοτικός έλεγχος κοχλίωσης εξωτερικής πλάκας				
διαμετρος και ποιότητα κοχλίων	M24	8.8		
τάση διαρροής κοχλίων	$f_{y,b} =$	64 Kn/cm <sup>2</sup>		
τάση αστοχίας κοχλίων	$f_{u,b} =$	80 Kn/cm <sup>2</sup>		
διάμετρος κοχλίων	$d =$	24 mm		
διάμετρος οπής κοχλίων	$d_0 =$	26 mm		
επίπεδο διάτμησης	στο σπείρωμα			
εμβαδό διάτμησης κοχλίων	$A_s =$	3,53 cm <sup>2</sup>		
πάχος πέλματος υποστυλώματος	$t_f =$	19 mm		
παράλληλη απόσταση στο ελεύθερο άκρο	$e_1 =$	80 mm	[ 31,2 116 ]	
παράλληλη απόσταση μεταξύ κοχλίων	$p_1 =$	168 mm	[ 57,2 200 ]	
εγκάρσια απόσταση στο ελεύθερο άκρο	$e_2 =$	40 mm	[ 31,2 116 ]	
εγκάρσια απόσταση κοχλίων	$p_2 =$	120 mm	[ 62,4 200 ]	
συντελεστής αντοχής σε διάτμηση	$a_v =$	0,6		
αντοχή κοχλία σε διάτμηση	$F_{v,Rd} =$	135,552 kN		
	$k_1 =$	2,5		
συντελεστής αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας	$a_b =$	1		
αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} =$	465,12 kN		
σειρές κοχλίων	$n =$	2		
αριθμός κοχλίων ανά διατομή	$n =$	2		
αντοχή κοχλίωσης	$F_{tot,Rd} =$	542,208 kN	$\geq 0,5 * P_{cap}$	507,75 kN 94%

### 5.4.3.6 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Θα υπολογίσουμε τους συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου. Ισχύει:

Διαγώνιος	$P_{yt,Rd}$ (kN)	$P_{ut,Rd}$ (kN)	$P_{yc,Rd}$ (kN)	$P_{uc,Rd}$ (kN)
HEA200	249,73	703,359	277,481	781,51
Εντατικά μεγέθη λόγω σεισμικής δράσης				
HEA200	+	-		
kN	670,7	684,4		
Εντατικά μεγέθη λόγω μη σεισμικών δράσεων				
HEA200	+	-		
kN	4,4	-17,9		
Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης				
$\alpha_{cd1}$	1,44	<3		
Έλεγχος επάρκειας διατομής				
$N_{vdi}$ (kN)	$N_{edi}$ (kN)	$N$ (kN)	$N_{b,Rdi}$ (kN)	
259	283,4	666,46	4030,96	Ok

Ο ικανοτικός έλεγχος έγινε σύμφωνα με τον τύπο  $N_{vdi} + \alpha_{cd} \cdot N_{edi} \leq N_{b,Rdi}$  για τη διατομή του υποστυλώματος HEB300. Η διατομή επαρκεί. Επίσης επιβεβαιώνουμε ότι  $\alpha_{cd1} < q=3$ .

Επιπλέον μπορούμε να υπολογίσουμε τον συντελεστή  $q_{req}$  από τη σχέση  $q_{req}^{\pm} = \frac{q \cdot P_{Edi}}{P_{uc,Rdi} - P_{vdi}}$ . Αυτός αν είναι μεγαλύτερος από τον  $q_{μελέτης}$  δείχνει ότι οι συνδέσεις δεν είναι επαρκείς και αστοχούν για το σεισμό σχεδιασμού. Ωστόσο, όπως είπαμε αν έχουμε εξασφαλίσει τη μη διαρροή των διαγώνιων συνδέσμων, καλό είναι να μην οδηγούμαστε σε ισχυρότερες συνδέσεις.

Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης		
$q_{req}$	2,57	<3

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να επιλέγονται έτσι ώστε:

- Η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega$  να μην διαφέρει περισσότερο από το 25% από την ελάχιστη τιμή  $\min\Omega$ , έτσι ώστε να διασφαλίζεται ότι η διαγώνιοι θα έχουν ομοιογενή υστερική συμπεριφορά.

	$\Omega$	$\Omega/\min\Omega$
HEA200	2,79	1,27
HEA240	2,19	1

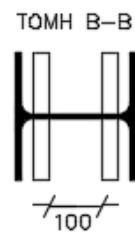
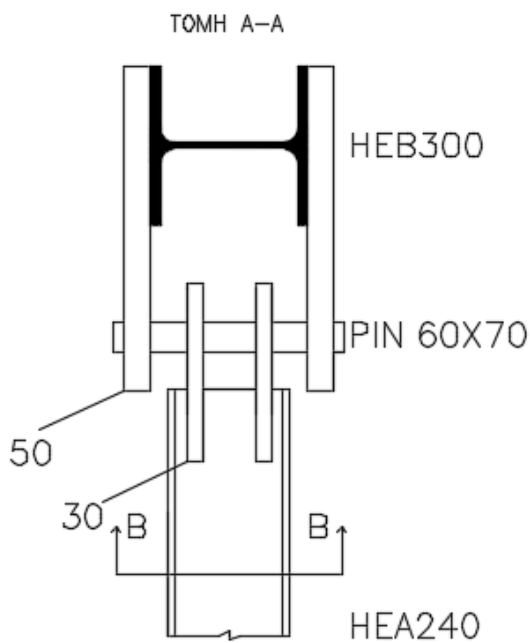
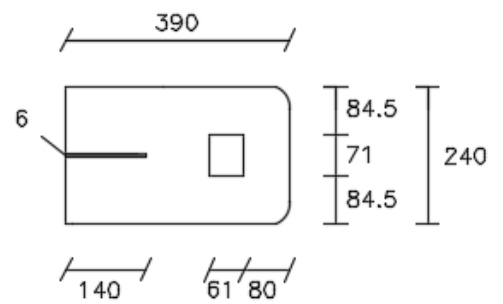
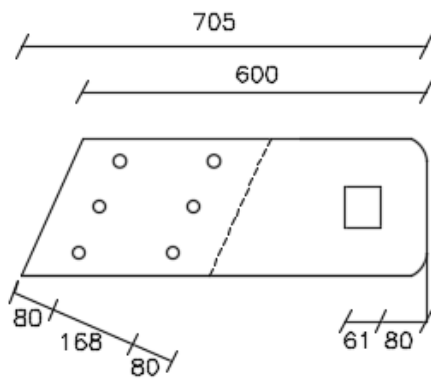
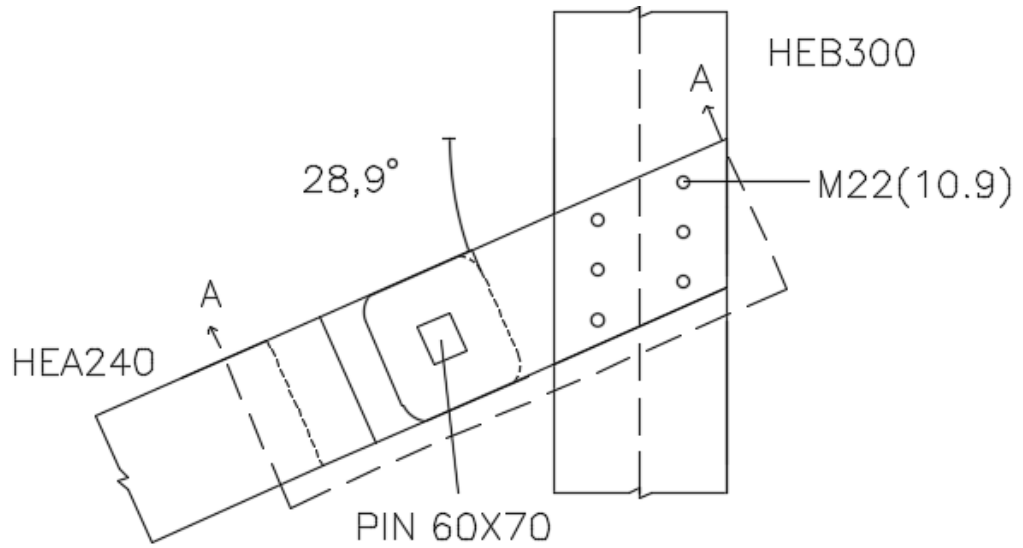
Το παραβιάζουμε το όριο ωστόσο είμαστε κοντά σε αυτό. (27% αντί 25%)

- Για τα πλαίσια κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD, ισχύει ότι γίνονται περισσότερο αποδοτικά όσο μικρότερη είναι η λυγηρότητα των συνδέσμων. Μια μεγάλη διαφορά στην εφελκυστική και θλιπτική αντοχή του συνδέσμου μπορεί να οδηγήσει την σύνδεση σε υπολειτουργία, οι οποίες πρέπει να ικανοποιούν την συνθήκη να μην λυγίζουν οι διαγώνιοι. Επομένως, σύνδεσεις INERD αποφεύγονται με συνδέσμους δυσκαμψίας που παρουσιάζουν μειωτικό συντελεστή  $\chi$  λόγω λυγισμού μικρότερο του 0,4, ενώ μια τιμή μεταξύ των 0,5 και 0,6 συνδυάζει απόδοση και οικονομία στις συνδέσεις. Στη μελέτη μας αυτό λήφθηκε υπόψη αφού:

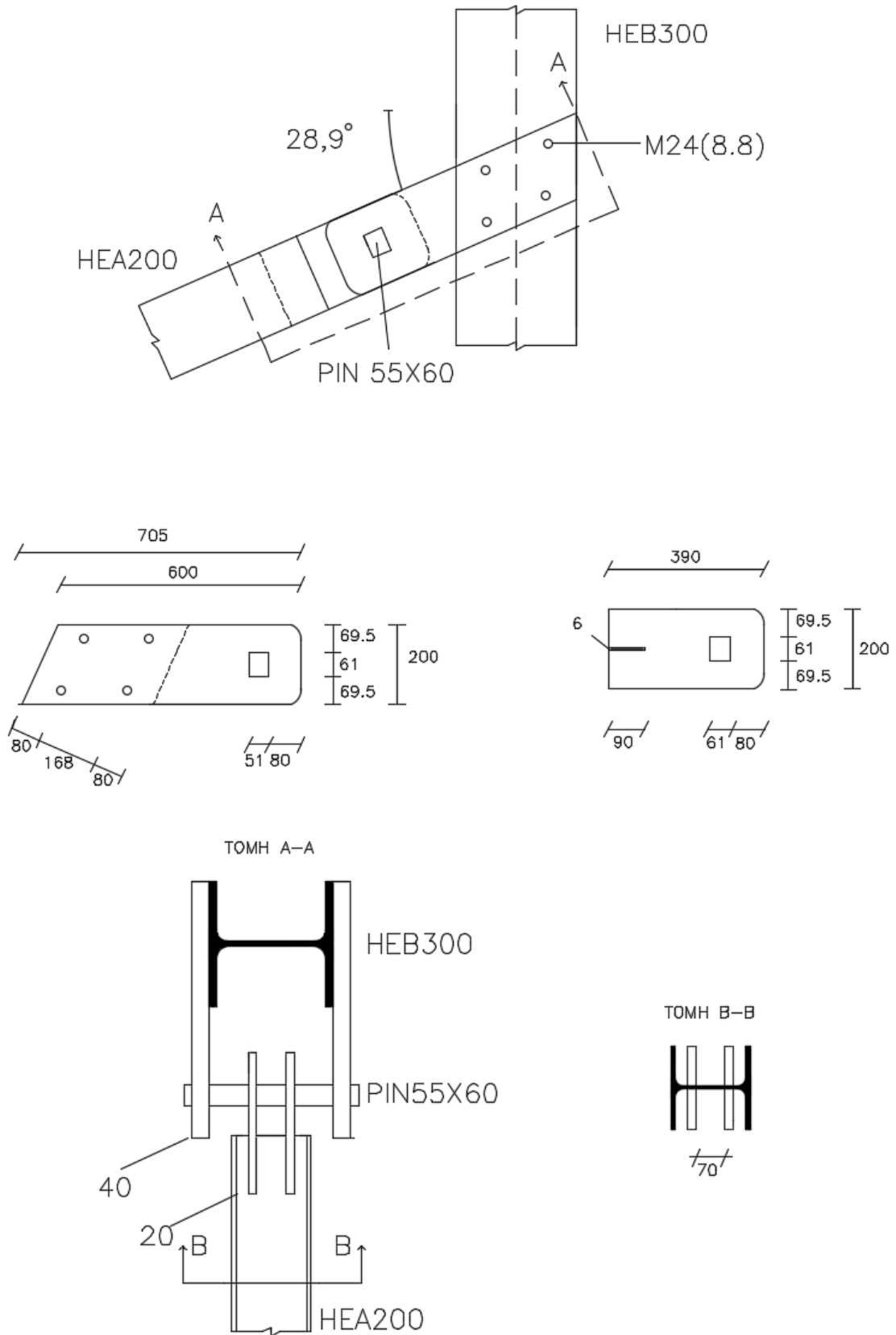
Διατομή	$\lambda$	$\chi_{\min}$
HEA200	1,12	0,47
HEA240	0,93	0,58

- Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 3$  που επιλέχθηκε κρίνεται συντηρητική για τα συστήματα με συνδέσεις INERD και προτείνεται η τιμή  $q = 4$ . Το γεγονός αυτό ίσως οδήγησε σε μεγαλύτερη διαστασιολόγηση των συνδέσεων αλλά και των διαγωνίων.





Σχήμα 5.14 Λεπτομέρειες σύνδεσης INERD 1<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 5.15 Λεπτομέρειες σύνδεσης INERD 2<sup>ο</sup> ορόφου

## 6 Επίλυση κτιρίου με τη στατική μη γραμμική ανάλυση

### 6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας

Από FEMA356 για Steel Moment Frames ορίζονται οι παρακάτω στάθμες επιτελεστικότητας:

- Άμεσης λειτουργίας που αντιστοιχεί σε drift κορυφής 1%
- Προστασίας ζωής που αντιστοιχεί σε drift κορυφής 2%
- Αποφυγή κατάρρευσης που αντιστοιχεί σε drift κορυφής 4%

Για το κτίριο μας υπολογίζονται οι μετατοπίσεις που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας:

SPL1,2,3		
IO	50	mm
LS	120	mm
CP	250	mm

Επίσης οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται για κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD είναι οι εξής:

- Άμεσης λειτουργίας που αντιστοιχεί σε drift κορυφής 1%
- Προστασίας ζωής που αντιστοιχεί σε drift κορυφής 2,5%
- Αποφυγή κατάρρευσης που αντιστοιχεί σε drift κορυφής 5%

Έτσι έχουμε

SPL1,2,3		
IO	50	mm
LS	160	mm
CP	320	mm

### 6.2 Ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y –Σύστημα FUSEIS

Στο σύστημα μας τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς του συστήματος FUSEIS, τα οποία είναι και τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, στα δοκάρια έδρασης των deltabeams και στις βάσεις των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, στις δοκούς του συστήματος FUSEIS οι πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται στα μέσα των τμημάτων των απομειωμένων διατομών. Οι πλαστικές αρθρώσεις στα δοκάρια των FUSEIS θεωρούνται έτσι ώστε οι αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις να μην επιρρεάζουν την πλαστική ροπή αντοχής, ενώ οι πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα λαμβάνουν την αλληλεπίδραση αξονικών θλιπτικών δυνάμεων και ροπών. Για κάθε πλαστική άρθρωση θα πρέπει να είναι γνωστό το διάγραμμα ροπών πλαστικών στρωφών, καθώς και τα σημεία του διαγράμματος που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.

Υπολογίζουμε την  $\theta_y$  την γωνία στροφής διαρροής της ασθενέστερης δοκού. Αυτή δίνεται από τον τύπο:

$$\theta_y = \frac{W_{pl,rbs} \cdot f_y \cdot L_{rbs}}{6EI_{rbs}}$$

όπου

$W_{pl,rbs}$ : πλαστική ροπή της αντίστασης απομειωμένης διατομής

$W_{el,rbs}$ : ελαστική ροπή αντίστασης απομειωμένης διατομής

$L_{rbs}$ : μήκος μεταξύ μέσων απομειωμένων τμημάτων δοκού

$I_{rbs}$ : Ροπή αδράνειας απομειωμένης διατομής

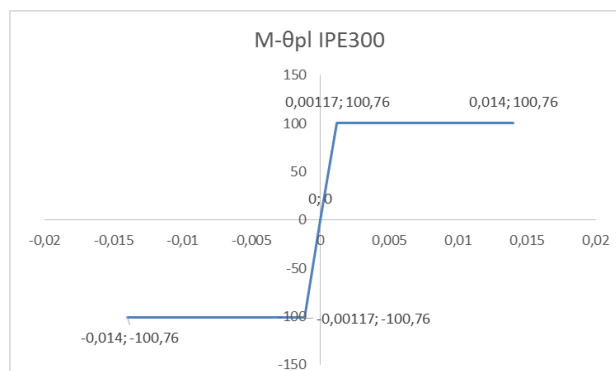
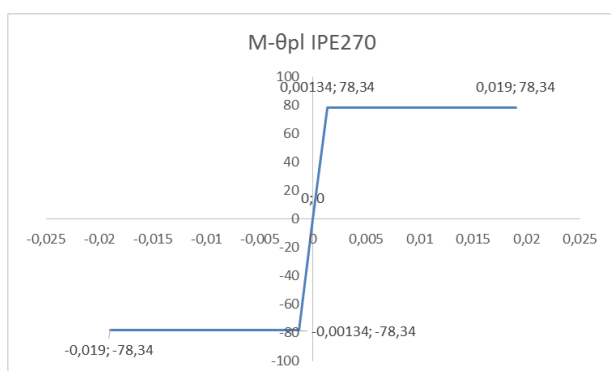
Οι στάθμες επιτελεσματικότητας άμμεσης χρήσης (IO), προστασίας ζωής (LS) και οιοονεί κατάρρευσης (CP) σε όρους πλαστικών στροφών διατομών, αντιστοιχούν στις πλαστικές στροφές  $\theta_{IO}=15 \theta_y, \theta_{LS}=25\theta_y, \theta_{CP}=35\theta_y$ .

Παρακάτω δίνονται οι πληροφορίες σύμφωνα με τις οποίες υπολογίστηκε η  $\theta_y$ .

section	$W_{pl,Rbs} (m^3)$	$f_y (Kpa)$	$L_{rbs} (m)$	$E (Kpa)$	$I_{rbs} (m^4)$	$\theta_y (rad)$
IPE270	0,000333342	235000	0,97	210000000	5,8E-05	0,00134
IPE300	0,00042875	235000	0,95	210000000	8,4E-05	0,00117

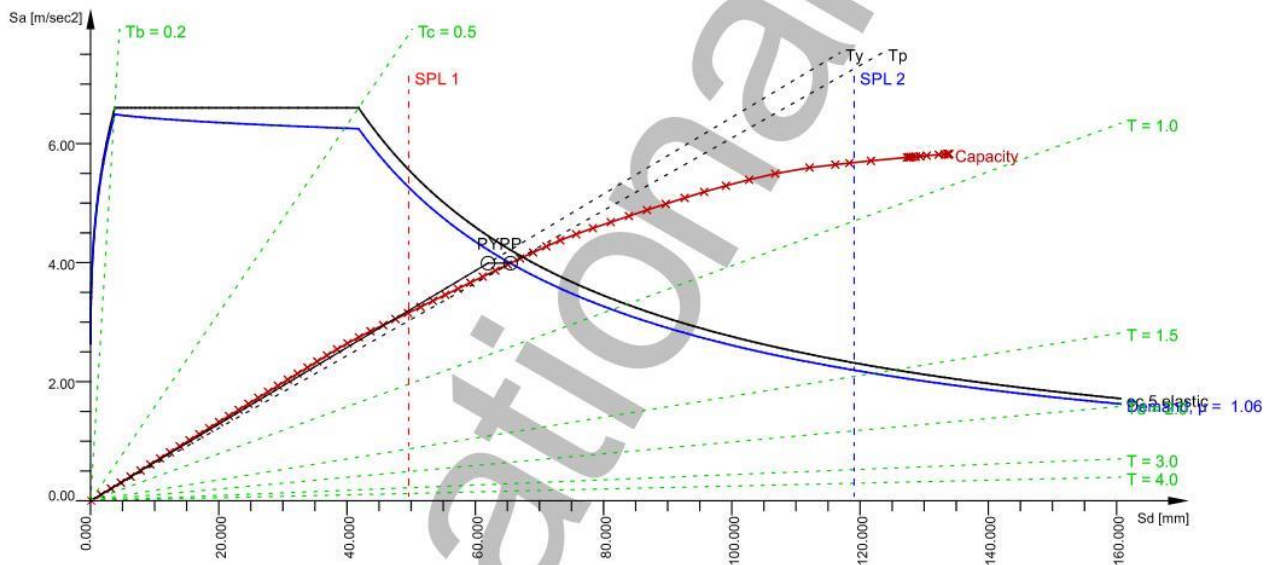
Και το διάγραμμα M- $\theta_{pl}$  βγαίνει χρησιμοποιώντας τα δεδομένα:

section	$\theta_y (rad)$	$\theta_p (rad)$	Mpl (kNm)
IPE270	0,00134	0,019357186	78,34
IPE300	0,00117	0,014117647	100,76



Σχήμα 5.16 Διαγράμματα M- $\theta_{pl}$  των ασθενέστερων δοκών

Το διάγραμμα αντίστασης απαίτησης του κτιρίου που προέκυψε είναι:

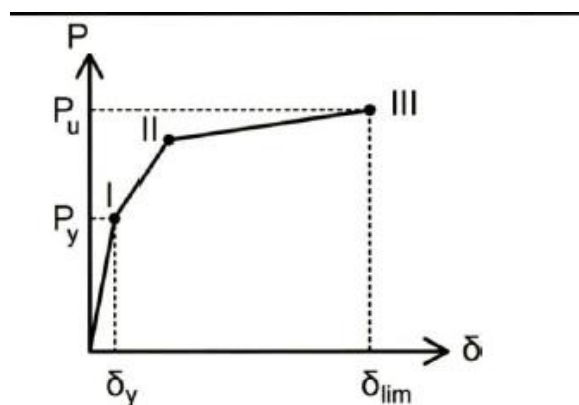


Σχήμα 5.17 Καμπύλη αντίστασης απαίτησης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση y

Το στοχευόμενο σημείο συμπεριφοράς του κτιρίου εντοπίζεται στην αρχή του μετελαστικού κλάδου της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου, που αντιστοιχεί σε σεισμική επιτάχυνση κοντά στα  $4\text{ m/s}^2$  και σε στοχευμένη μετακίνηση  $65,5\text{ mm}$ . Παρατηρούμε ότι αυτή η μετακίνηση βρίσκεται μετά την στάθμη επιτελεστικότητας για άμεση χρήση που αντιστοιχεί σε μετατόπιση  $50\text{ mm}$ , αλλά πολύ μακριά από την στάθμη επιτελεστικότητας για προστασία ζωής ( $120\text{ mm}$ ). Η απαίτηση πλαστιμότητας του κτιρίου είναι πολύ μικρή, μόλις  $1,06$  κάτι που κρίνει συντηρητικό το συντελεστή συμπεριφοράς  $q=3$  για τα συστήματα fuseis στο εν λόγω κτίριο. Προτείνεται  $q=4$ .

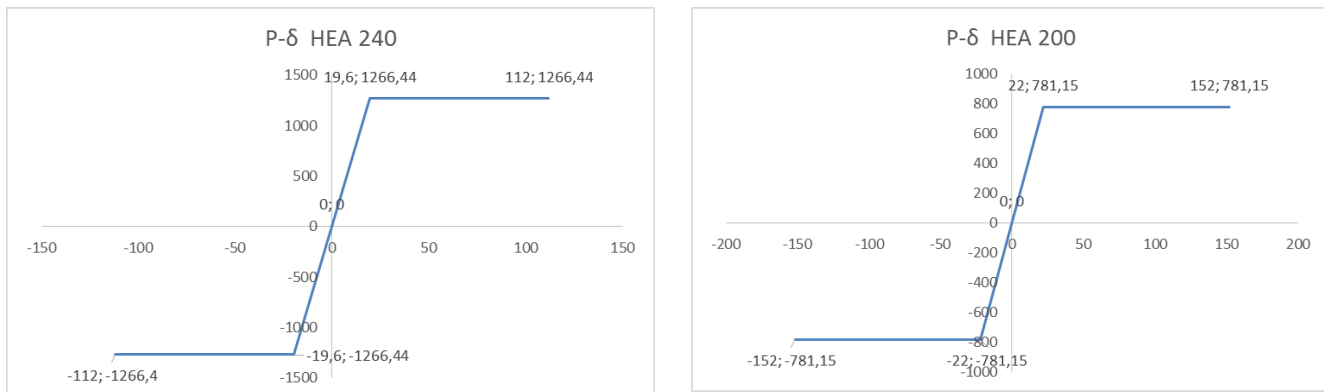
### 6.3 Ανάλυση Pushover στη διεύθυνση x – Συνδέσεις INERD

Για τις συνδέσεις INERD το διάγραμμα δύναμης – αξονικής παραμόρφωσης είναι γνωστό ως εξής:



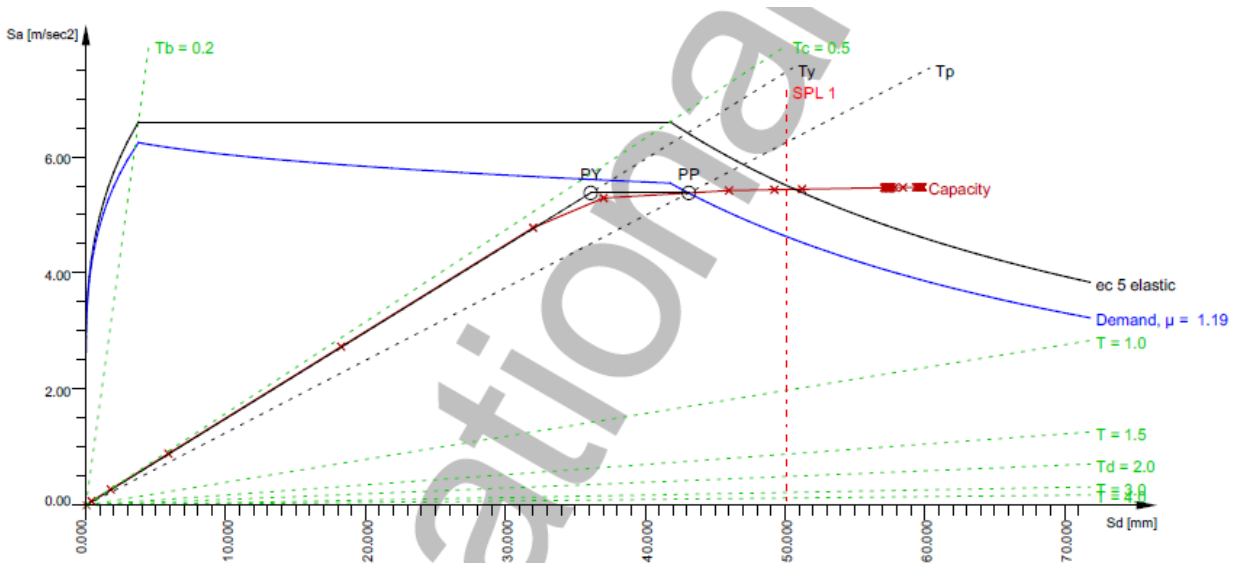
Σχήμα 5.18 διάγραμμα δύναμης – αξονικής παραμόρφωσης για συνδέσεις INERD

Τα διαγράμματα P-δ λοιπόν , (απλοποιημένα, χωρίς το δεύτερο σημείο διαρροής) που χρησιμοποιήθηκαν για να πραγματοποιηθεί η καμπύλη Pushover στο πρόγραμμα Sofistik είναι τα εξής:



Τα διαγράμματα προκύπτουν από τα σημεία πρώτης διαρροής και αστοχίας κάθε διαγωνίου του συστήματος. Αυτά είναι απλοποιητικά, όπως είπαμε , με διγραμμικοποίηση, ( $P_{uc,Rd} , 2\delta_y$ ) και ( $P_{uc,Rd,2\delta_{lim}}$ ) για την αντίστοιχη διαγώνιο.

Έτσι, λοιπόν, προκύπτει το διάγραμμα αντίστασης απαίτησης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση x και είναι:



Σχήμα 5.19 Καμπύλη αντίστασης απαίτησης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση x

Η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου εντοπίζεται στο μετελαστικό κλάδο της καμπύλης αντίστασης του, που αντιστοιχεί σε σεισμική επιτάχυνση κοντά στα  $5,5\text{m/s}^2$  και σε στοχευμένη μετακίνηση 46 mm. Παρατηρούμε ότι αυτή η μετακίνηση βρίσκεται πίσω την στάθμη επιτελεστικότητας για άμεση χρήση που αντιστοιχεί σε μετατόπιση 50 mm. Η απαίτηση πλαστιμότητας του κτιρίου σε αυτή τη διεύθυνση είναι λίγο μεγαλύτερη,  $\mu = 1,19$  όμως και πάλι συμπεραίνεται ότι ο συντελεστή συμπεριφοράς  $q=3$  για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με συνδέσμους INERD είναι συντηρητικός. Προτείνεται  $q=4$ .

## 7 Συμπεράσματα

- Το σύστημα deltabeam- προεντεταμένων πλακών προσφέρει μεγάλες αντοχές και δυσκαμψία και έχει την ικανότητα να καλύψει μεγάλα ανοίγματα σε πολύ μικρό χρόνο κατασκευής και με τομικρότερο στατικό ύψος πατώματος. Παρ' όλα αυτά, ως ένα από τα χαρακτηριστικότερα είδη slim floors, θα πρέπει να ελέγχεται σε ταλαντώσεις λόγω ανθρώπινων δραστηριοτήτων αφού είναι επιρρεπή σε αυτές.
- Όσον αφορά το αντισεισμικό κομμάτι του κτιρίου, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q=3$  κρίνεται συντηρητικός και για τα δύο συστήματα στις δύο διευθύνσεις. Στη διεύθυνση που έχουμε το σύστημα fuseis, έχουμε την μικρότερη απαίτηση σε πλαστιμότητα, παρ' όλα αυτά το κτίριο μας ξεπερνάει την στάθμη επιτελεστικότητας για άμεση χρήση και βρίσκεται κάπου στη μέση του διαστήματος των μετακινήσεων μεταξύ αυτής και της προστασίας ζωής. Για ένα νεοσύστατο κτίριο με ανάπτυξη μεγάλης πλαστιμότητας, θα πρέπει να επιτυγχάνεται στοχευμένη μετακίνηση κόντα στη στάθμη επιτελεστικότητας για προστασία ζωής και πριν από αυτήν, για το σεισμό σχεδιασμού. Στη διεύθυνση που έχουμε τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με συνδέσεις INERD δεν ξεπερνάμε την στάθμη επιτελεστικότητας για άμεση χρήση, αναπτύσσεται μικρότερη στοχευμένη μετακίνηση, παρ' όλο που έχουμε μεγαλύτερη πλαστιμότητα λόγω της μορφής του διαγράμματος. Προτείνεται μελέτη του κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4$ , με κρίσιμο τον έλεγχο όμως του περιορισμού βλαβών κυρίως για την διεύθυνση x που έχουμε το σύστημα fuseis.
- Ασφαλής σύγκριση για τα δύο αντισεισμικά συστήματα, για το σεισμό σχεδιασμού, δε μπορούμε να κάνουμε. Παρ' όλα αυτά, επειδή οι ιδιοπερίοδοι των δύο κύριων ιδιομορφών είναι πολύ κοντά ( $T_1= 0,44$  s και  $T_2=0,42$  s) και επειδή οι ιδιομορφικές μάζες που ενεργοποιούνται σε αυτές τις ιδιομορφές είναι περίπου  $m_x= 73\% m_{tot}$  και  $m_y = 55\% m_{tot}$ , όπου συμπεριλαμβάνοντας και τον τοίχο, που δε συμμετέχει ιδιομορφικά σε αυτή τη διεύθυνση, ίσως  $m_x=m_y$ , θα μπορούσαμε να πούμε ότι το σύστημα με συνδέσεις INERD είναι πιο πλάστιμο από το σύστημα fuseis, κάτι που αναφέρεται και στο FUSEIS DESIGN GUIDE:

Table 1.1: Structural systems for steel frames

	Stiffness	Ductility	Dissipative zones
Moment resisting frames	0	++	Beam ends
Concentric braced frames	++	0	Tension braces
Eccentric braced frames	+	++	Beam links
INERD concentric braced frames	+	++	Pins
BRB concentric braced frames	++	++	BRB braces
Steel shear walls	+	+	Steel plates
Composite shear walls	++	0	Shear wall
FUSEIS 1	+	+	FUSEIS 1 beams or pins
FUSEIS 2	0	++	FUSEIS 2 beams

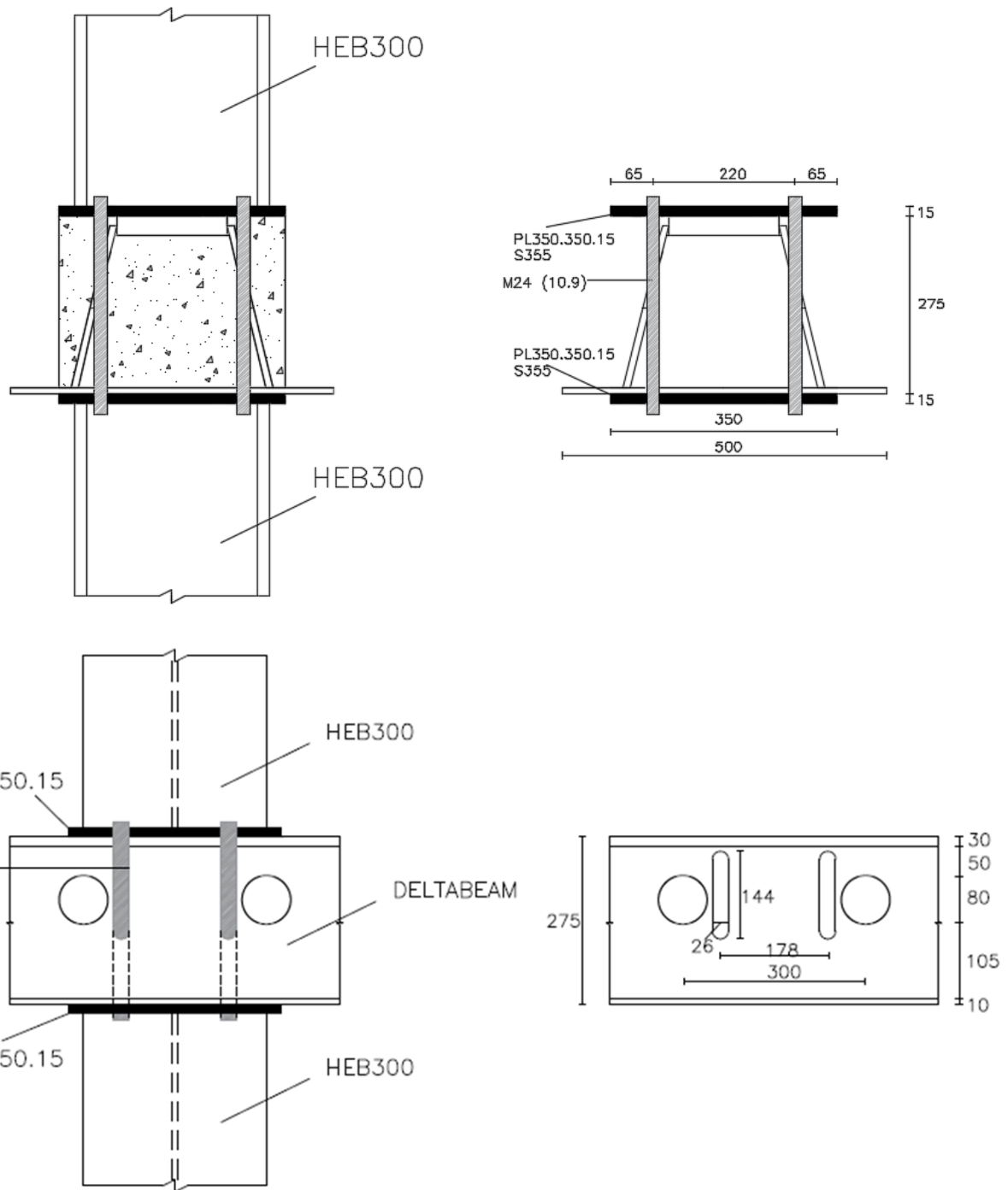
➤ Τέλος να πούμε ότι οι μετακινήσεις που προέκυψαν για την κορυφή της κατασκευής κατά την ιδιομορφική ανάλυση για  $q=1$  είναι περίπου ίσες με αυτές που προέκυψαν από τη γραμμική μη στατική ανάλυση pushover στη διεύθυνση  $x$  ενώ παρατηρείται μια απόκλιση στην διεύθυνση  $y$ . (στη διεύθυνση  $x$  6,9 cm με την pushover να δίνει 6,55 cm και στη διεύθυνση  $y$  6,39 cm με τη pushover να δίνει 4,6 cm)



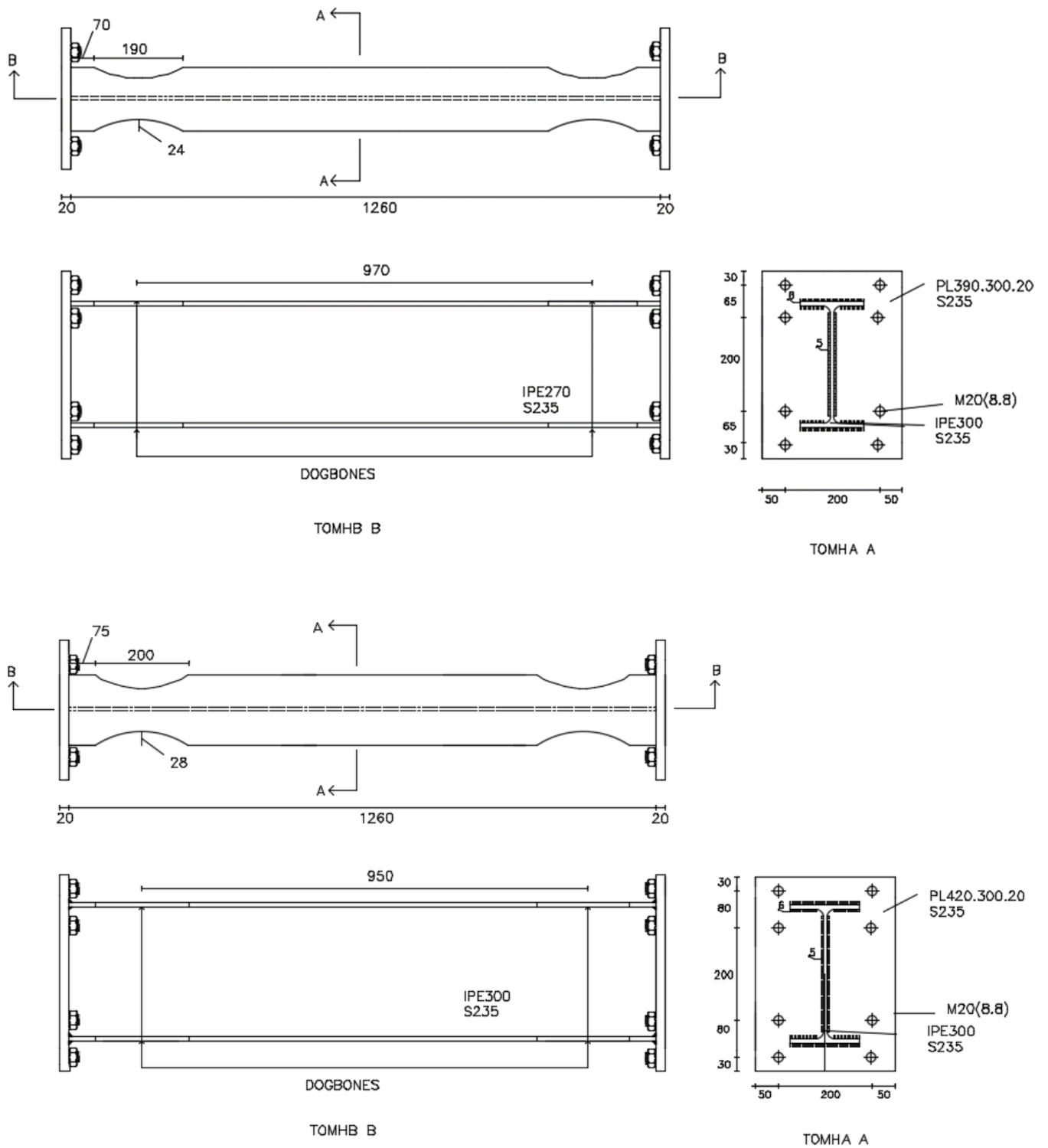
## Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. (2005) «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι., (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Θανάπουλος Παύλος, (2006) «Αντισεισμική συμπεριφορά με συστήματα απορρόφησης ενέργειας» Διδακτορική διατριβή.
8. FUSEIS DESIGN GUIDE, (2012) I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka (NTUA), C. A. Castiglioni, A. Kanyilmaz (PMIL) L. Calado, Jorge M. Proença, M. Espinha (IST) B. Hoffmeister, T. Rauert (RWTH) D. Kalteziotis (SIDENOR)
9. FUSEIS DRAFT FINAL REPORT (2012)
- 10.«Hollow steel profiles integrated in concrete Design, analysis and construction» (2009), Pliopoulos Aris, Simo Peltonen
- 11.«Peikko Deltabeam composite beam Technical Manual» (2014), Peikko Group
- 12.«PCI Manual for design of Hollow core Slabs» (1998) Precast, Prestressed Concrete Institute
- 13.«Προκατασκευασμένες προεντεταμένες πλάκες με διαμήκεις οπές , Βασικές αρχές σχεδιασμού και εφαρμογές» (2006), Σ.Γ. Τσουκαντάς
14. «Ταλαντώσεις σε πατώματα συντιθέμενα από προκατασκευασμένες πλάκες με διαμήκεις οπές (Hollow Core Slabs) » (2006), Σ.Γ. Τσουκαντάς

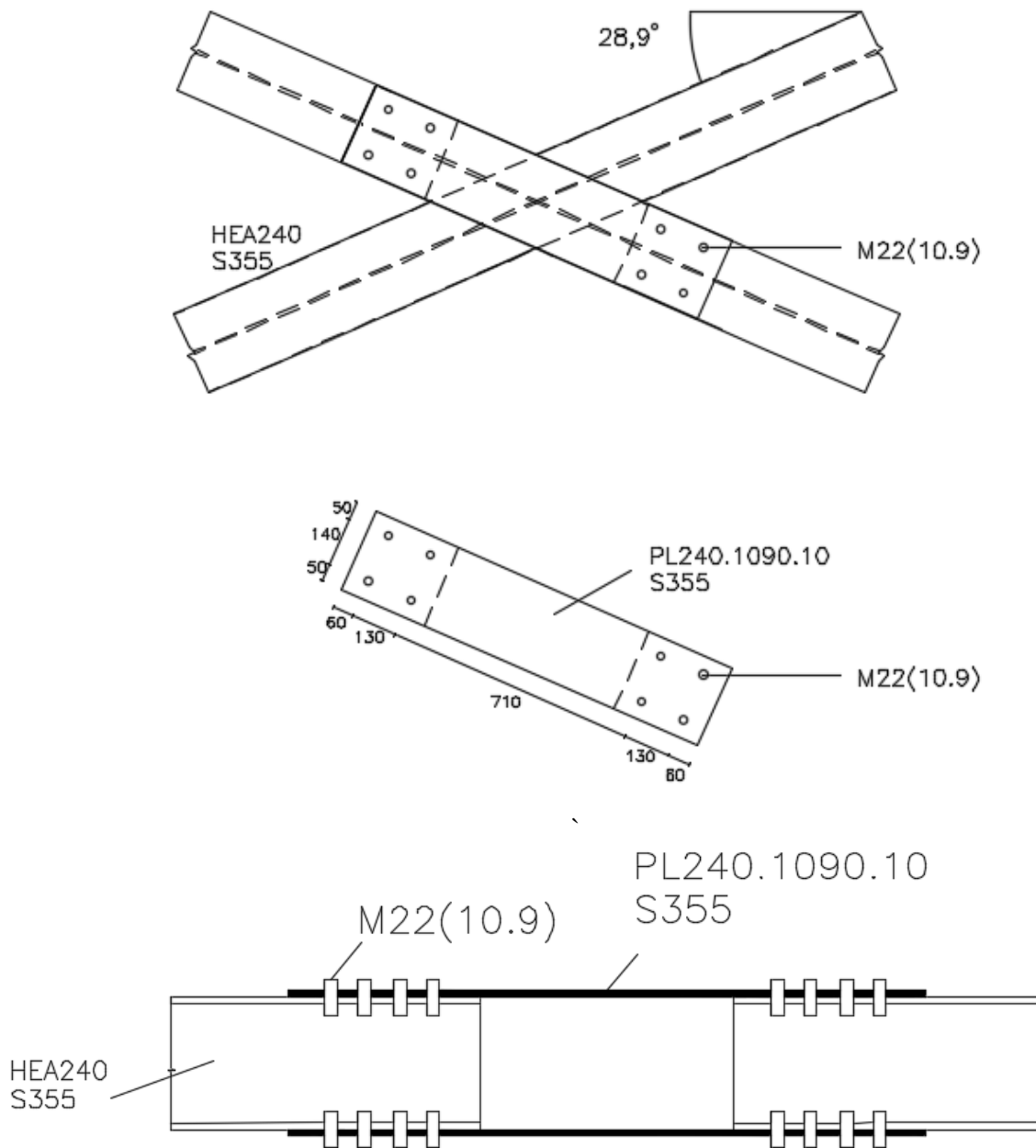
## Παράρτημα Α Λοιπές Κατασκευαστικές Συνδέσεις



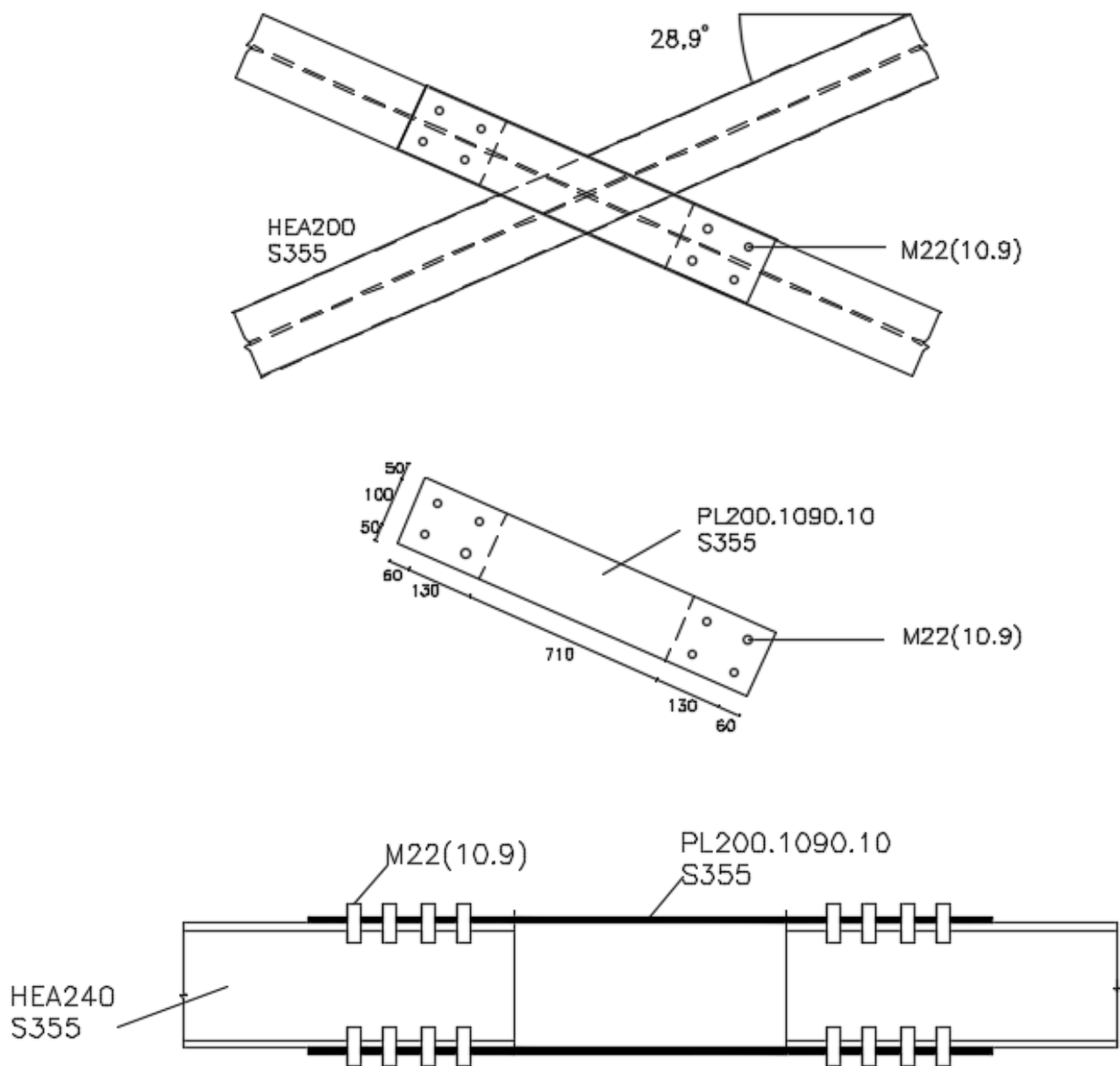
Σχήμα 1 Σύνδεση Υποστυλώματος-Deltabeam



Σχήμα 2 Απομειωμένες διατομές IPE 270 IPE 300 του συστήματος FUSEIS



Σχήμα 3 Κομβοέλασμα σύνδεσης 1<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 4 Κομβόελασμα σύνδεσης 2<sup>ου</sup> ορόφου

## Παράρτημα Β Κώδικας υλοποίησης Pushover

-Δημιουργία οριζόντιας φόρτισης της ανάλυσης

```
+prog sofiload urs:19.1
head pushover
lc 1001 type none titl 'push load'
acce type node no 0 ay 1 linf -9001
end
```

Με την εντολή LC δημιουργείται η φόρτιση της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης. Το φορτίο μπορεί να αναφέρεται σε επιβαλλόμενες εξωτερικές δυνάμεις (type node όπως εδώ) ή σε επιβαλλόμενες μετακινήσεις (type disp). Με το NO 0 επιλέγεται η επιτάχυνση να λαμβάνεται στη βάση. Με την εντολή LINF εισάγουμε τα ιδιομορφικά στοιχεία της εκάστοτε ιδιομορφής στην φόρτιση μας. Έτσι αν θέλουμε να κάνουμε στατική μη γραμμική ανάλυση στη διεύθυνση x και έχουμε την κύρια μεταφορική ιδιομορφή σε αυτή (9012), γράφουμε LINF -9012.

-Δημιουργία καμπύλης αντίστασης

```
+prog ase urs:20.1
head capacity curve
sto#nn 100; let#fmax 300
syst prob th3 plc 1
ulti step #nn+1 fak1 0.01 dfak #fmax/#nn pro 1 prim yes dl no fake 500
lc 1101 dlz 1
lcc 1001
lcc 2 fact 1 ulti off
lcc 3 fact 0.3 ulti off
lcc 4 fact 0.3 ulti off
lcc 5 fact 1 ulti off
end
```

Για να ληφθεί υπόψη η θεωρία 3<sup>ης</sup> τάξεως στις αναλύσεις χρησιμοποιείται η εντολή syst prob th3. Με την εντολή ULTI πραγματοποιείται η επαναληπτική διαδικασία του αλγόριθμου σύγκλισης. Παράμετροι της διαδικασίας είναι ο αριθμός βημάτων STEP, ο συντελεστής φορτίου 1<sup>ου</sup> βήματος FAK1, ο συντελεστής φορτίου του επόμενου βήματος DFAK και ο πολλαπλασιαστής συντελεστή φορτίου PRO. Το φορτίο τερματισμού του αλγόριθμου δίνεται με την εντολή FAKE. Αν δοθεί θετική τιμή στη παράμετρο αυτή, ο αλγόριθμος σταματά όταν φτάσει σε αυτή, ενώ αν δοθεί αρνητική τιμή τότε ο αλγόριθμος σταματά όταν έχει επιτευχθεί σύγκλιση μεταξύ δύο βημάτων με πολύ μικρή απόκλιση. Με το DL NO ο αυξητικός συντελεστής υπεισέρχεται μόνο στα οριζόντια φορτία και όχι στα κατακόρυφα. Για την πραγματοποίηση του αλγόριθμου, πρέπει να δοθεί το LC στο οποίο είναι αποθηκευμένη η οριζόντια φόρτιση της ανάλυσης (Pushover Load) όπως προσδιορίστηκε παραπάνω. Επίσης εισάγονται και τα υπόλοιπα LCC που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση (μόνιμα και κινητά φορτία) με τους συντελεστές που έχουν προσδιοριστεί (1 για τα μόνιμα και 0.3 για τα κινητά) χωρίς να επαυξάνονται κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των επαναλήψεων (ULTI OFF). Η εντολή PLC αναφέρεται στο προταρχικό φορτίο Primary loadcase.

-Δημιουργία ελαστικού φάσματος απαίτησης EC8

```
prog sofiload urs:21.1
head demand
let#ag 1.92
lc 101 type none titl 'demand ec8'
resp type ec-1 clas b ag #ag titl 'ec 5% elastic'
acce type dir ay 1.0
end
```

Δηλώνουμε την επιτάχυνση  $a_g$  με την εντολή LET#ag. Δημιουργούμε loadcase στο οποίο θα αποθηκευτεί το φάσμα απαίτησης για να χρησιμοποιηθεί στη μόρφωση του διαγράμματος αντίστασης μετατόπισης του κτιρίου. Δηλώνουμε το τύπο του εδάφους με την εντολή CLAS.

-Μόρφωση καμπύλης αντίστασης απαίτησης

```
prog sofiload urs:22.1
head structural performance
echo load no
let#CPOINT 25
let#ln 101
lc 2001 type none titl 'ec8-ec8'
push type ec8 lcc0 1001 lcc1 1101 nlcc #ln cnod #CPOINT $$
lcdm 101 spl1 65 spl2 156 spl3 325
end
```

Με την εντολή LET#CPOINT δηλώνουμε το σημείο για το οποίο βρέθηκε η καμπύλη P-δ , σημείο στην οροφή του κτιρίου και για το οποίο θα γίνει ο έλεγχος. Με την εντολή LET#ln λαμβάνουμε υπόψη το φάσμα απαίτησης. Έπειτα δημιουργούμε το LC που αποθηκευτεί το διάγραμμα αντίστασης απαίτησης. Με την εντολή PUSH TYPE επιλέγουμε τον τύπο του διαγράμματος που θέλουμε. Στο Sofistik manual εξηγούνται και οι υπόλοιποι τύποι. Με την εντολή LCC0 δίνεται το LC που αποτελεί το βασικό LC της ανάλυσης. Με το LCC1, δίνεται το πρώτο LC , από το οποίο θα ξεκινήσει η διαδικασία, με το NLCC δίνεται ο αριθμός των Iterations load που δημιούργησε η καμπύλη αντίστασης και με την CNOD δίνεται ο κόμβος ελέγχου. Με την εντολή LCDM δίνουμε την καμπύλη απαίτησης που δημιουργήσαμε προηγουμένως ενώ με τις εντολές SPL1, SPL2, SPL3 τα όρια επιτελεστικότητας.