

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ένα μεγάλο ευχαριστώ στην σύζυγό μου Ελπινίκη και τις κόρες μου Αγγελική και Κυριακή για την αμέριστη κατανόηση και στήριξη που μου παρείχαν όλο το διάστημα των σπουδών μου.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	1
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	2
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ	5
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	6
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	6
ABSTRACT	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	8
1.0 Εισαγωγή	10
1.1 Ιστορική Αναδρομή	10
1.2 Αντικείμενο Μελέτης	12
1.3 Δομή και Ιδιότητες Χάλυβα	11
1.4 Κατηγορίες Χαλύβων Κατασκευών	12
1.4.1 Χάλυβες εν θερμώ	12
1.4.2 Χάλυβες εν ψυχρώ	12
1.4.3 Χάλυβες σκυροδέματος	13
1.4.4 Χάλυβες Χαλυβδόφυλλων	14
1.4.5 Χάλυβες Κοχλίων	14
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	15
2.0 Κτίριο Μελέτης Συνοπτική Περιγραφή	15
2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου	15
2.2 Στατικό Σύστημα – Δομικά Στοιχεία	16
2.3 Εδαφικές Συνθήκες	18
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	19
3.0	18
3.1 Υλικά Κατασκευής	19
3.2 Φορτίσεις Κατασκευής	21
3.2.1 Μόνιμα Φορτία (Dead Loads)	23
3.2.2 Κινητά Φορτία (Live Loads)	23
3.2.3 Έδαφος και Βάρος Υποστηλωμάτων	22
3.2.4 Δράσεις Ανέμου	23
3.2.5 Θερμοκρασιακές Μεταβολές	43
3.2.6 Φορτία Χιονιού	44
3.2.7 Σεισμικές Δράσεις	46
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων	54

3.3.1 Απαιτήσεις – Οριακές Καταστάσεις	54
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ultimate Limit State).....	58
3.3.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability Limit State).....	59
3.3.4 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου	60
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	61
4.0 Ανάλυση – Διαστασιολόγηση Φορέα	61
4.1 Έλεγχος σε Αξονική Εφελκυστική Δύναμη.....	61
4.2 Έλεγχος σε Αξονική Θλιπτική Δύναμη.....	61
4.3 Έλεγχος σε Μονοαξονική Κάμψη	62
4.4 Έλεγχος σε Διαξονική Κάμψη	63
4.5 Έλεγχος σε Διάτμηση	64
4.6 Έλεγχος σε Κάμψη και Αξονική Δύναμη	65
4.7 Έλεγχος σε Κάμψη και Διάτμηση	65
4.8 Έλεγχος σε Κάμψη, Διάτμηση και Αξονική Δύναμη.....	66
4.9 Έλεγχος Μελών σε Λυγισμό.....	67
4.10 Έλεγχος σε Στρέψη	67
4.11 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	75
4.12 Κοχλιωτές Συνδέσεις.....	77
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	88
5.0 Ανάλυση Κτιρίου με το FESPA 10.....	88
5.1 Συνοπτική Παρουσίαση του FESPA	88
5.2 Προσομοίωση Φορέα	92
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	97
6.0 Τελική Διαμόρφωση Φορέα και Έλεγχοι	97
6.1 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	97
6.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	101
6.3 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών	97
6.4 Ικανοτικός Έλεγχος.....	103
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	104
7.0 Συνδέσεις	104
7.1 Συνδέσεις Υποστηλωμάτων με Δοκό.....	118
7.2 Αποκατάσταση Συνέχειας Υποστηλώματος	131
7.3 Έδραση Υποστηλώματος	152
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8	153
8.0 Συμπεράσματα	153

Βιβλιογραφία..... 154

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Κεφάλαιο 1

Εικόνα 1.1: Προϊστορικό καταφύγιο από πέτρα

Εικόνα 1.2: Καταφύγιο 17ου αιώνα

Εικόνα 1.3: Τέλη του 1870, πρώτη χρήση του χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος

Εικόνα 1.4: Χρήση χυτοσιδήρου σε δομικό πλαίσιο

Εικόνα 1.5: 1883, Home Insurance, Chicago. Πρώτο κτίριο κυρίως από χαλύβδινο πλαίσιο.

Εικόνα 1.6: 1886, RandMcNallyBuilding. Πρώτο κτίριο αποκλειστικά από χαλύβδινο πλαίσιο.

Κεφάλαιο 3

Εικόνα 3.1: Ύψο αναφοράς που εξαρτάται από τα h και b , και αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

Εικόνα 3.2 Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Εικόνα 3.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Εικόνα 3.4 Φάσμα Σχεδιασμού

Κεφάλαιο 4

Εικόνα 4.1 Φάσμα Σχεδιασμού

Εικόνα 4.2 Μορφές Συνοριακών Συνθηκών θλιβόμενων ράβδων

Εικόνα 4.3 Δοκός υπό πλευρικό λυγισμό

Εικόνα 4.4 Στρέψη διατομής

Εικόνα 4.5 Βέλη κάμψης

Εικόνα 4.6 Αποστάσεις κοχλιών

Κεφάλαιο 5

Εικόνα 5.1 Προοπτικό φορέα

Εικόνα 5.2 Επίδραση ανέμου σε τυπικό όροφο της κατασκευής κατά δ νηση χ

Εικόνα 5.3 Επίδραση ανέμου σε τυπικό όροφο της κατασκευής κατά δ νηση

Εικόνα 5.4 Μετατόπιση φορέα λόγω επίδρασης ανέμου κατά δ νηση χ

Εικόνα 5.5 Μετατόπιση φορέα λόγω επίδρασης ανέμου κατά δ νηση z

Εικόνα 5.6 Επίδραση χιονιού στην κατασκευή

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Κεφάλαιο 1

Πίνακας 1.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων

Πίνακας 1.2: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλύβων σκυροδέματος συγκριτικά με την ποιότητα.

Πίνακας 1.3 Ποιότητες κοχλίων

Κεφάλαιο 3

Πίνακας 3.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδοφύλου SYMDEK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής

Πίνακας 3.2. Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Πίνακας 3.3. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακότυφους τοίχους κτιρίων

Πίνακας 3.4 Κατηγορίες εδαφών

Πίνακας 3.5 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς α

Πίνακας 3.6. Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Πίνακας 3.7. Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Πίνακας 3.8 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Πίνακας 3.9 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Πίνακας 3.10 Συντελεστές ψ που θα χρησιμοποιηθούν

Κεφάλαιο 4

Πίνακας 4.1. Συντελεστής ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Πίνακας 4.2 Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Πίνακας 4.3. Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

Πίνακας 4.4. Ποιότητες κοχλίων

Πίνακας 4.5. Έλεγχοι για μεμονωμένους κοχλίες

Πίνακας 4.6. Έλεγχοι αναλυτικά για μεμονωμένους κοχλίες

Πίνακας 4.7. Επιλογή κατηγορίας πέλματος διατομής

Πίνακας 4.8. Επιλογή κατηγορίας κορμού διατομής

Πίνακας 4.9. Επιλογή κατηγορίας σωληνωτής διατομής

Πίνακας 4.10. Επιλογή καμπύλης λυγισμού

Κεφάλαιο 6

Πίνακας 6.1 Όρια βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ

ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΝΤΑΟΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ

Βασίλειος Μπούσης

Τχης (ΜΧ)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά τη μελέτη ενός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων.

Το υπόψη κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος. Τα σεισμικά μεγέθη κατά τη διεύθυνση χ-χ παρουσιάζονται σαφώς μεγαλύτερα σε σχέση με αυτά της διεύθυνσης γ-γ.

Η μελέτη έγινε σύμφωνα με τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Συγκεκριμένα:

- Ευρωκώδικας 0- Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1- Δράσεις επί των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 3- Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα
- ΕΚΩΣ 2000- Σχεδιασμός μελών ωπλισμένου σκυροδέματος
- ΕΑΚ – Αντισεισμικός Σχεδιασμός κατασκευών

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS

EMK

STUDY OF FIVE-STOREY STEEL BUILDING OF OFFICES

Vasilios Bousis

Major

Abstract

The present thesis deals with the structural study of a new five storey steel building of offices

The specify building is regular both in plan and in elevation.

Seismic loads in x-x direction are clearly bigger than those in the y-y direction.

The study has been done approached to the appropriate Eurocodes. Specifically:

Eurocode 0- Basis of structural design

Eurocode 1- Actions of structures

Eurocode 3- Design of steel structures

EAK- Greek antiseismic regulation

Εισαγωγή

1.0 Ιστορική Αναδρομή

Από την αρχή της ιστορίας της ανθρωπότητας, δημιουργήθηκαν διάφοροι τύποι κατασκευών ανάλογα με τη χρήση, τα διαθέσιμα υλικά και την ειδίκευση των ανθρώπων που θα αναλάμβαναν την κατασκευή. Οι κατασκευές αντικατόπτριζαν ανάκαθεν τις ανάγκες και τις συνθήκες ζωής που επικρατούσαν στην κοινωνία. Οι κατασκευές με την πάροδο των χρόνων εξελίσσονταν, καθώς και τα χρησιμοποιούμενα μέσα και τα υλικά [<https://buildingssteel.wordpress.com/2012/01/08/steel-buildings-history-to-latest-technology/>]. Από την πέτρα και την άμμο, οδηγηθήκαμε σήμερα στη χρήση του μπετό και του χάλυβα για την δημιουργία διαφόρων κατασκευών.



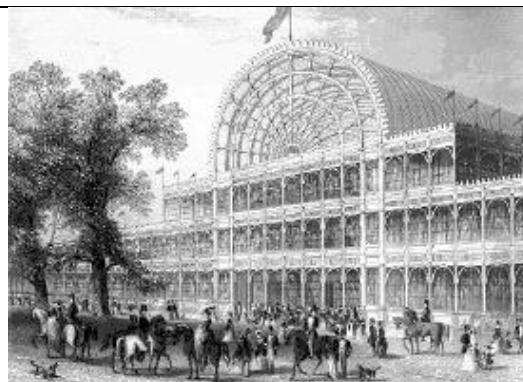
Εικόνα 1.1: Προϊστορικό καταφύγιο από πέτρα



Εικόνα 1.2: Καταφύγιο 17ου αιώνα



Εικόνα 1.3: Τέλη του 1870, πρώτη χρήση του χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος



Εικόνα 1.4: Χρήση χυτοσιδήρου σε δομικό πλαίσιο

	
Εικόνα 1.5: 1883, Home Insurance, Chicago. Πρώτο κτίριο κυρίως από χαλύβδινο πλαίσιο.	Εικόνα 1.6: 1886, Rand Mc Nally Building. Πρώτο κτίριο αποκλειστικά από χαλύβδινο πλαίσιο.

Η δραματική ανάπτυξη των χαλύβων οδήγησε στην κατασκευή υπερκατασκευών, κτιρίων πολύ υψηλών με αντοχές υπό ακραίες συνθήκες. [<http://www.slideshare.net/SteelBusinessBriefing/steel-construction>]

Τα κτίρια από χάλυβα αναφέρονται σε μεταλλικές κατασκευές των οποίων τα κομμάτια είναι κατασκευασμένα από χάλυβα, έτσι ώστε να έχουν το ρόλο εξωτερικής επένδυσης αλλά και αντοχής. Τα χαλύβδινα αυτά τμήματα συνδέονται συνήθως με συγκολλήσεις, ηλώσεις και κοχλιώσεις, κάτι που ενισχύει την αντοχή τους.

Η κατασκευή των μεταλλικών κτιρίων τα οποία αποτελούνται από ποικιλία μορφών επιτυγχάνεται μέσω βιομηχανικών διαδικασιών και αποτελούν αξιόπιστες κατασκευές. Οι χαλύβδινες κατασκευές παρέχουν πολλά πλεονεκτήματα. Η αντοχή αυτών των κατασκευών είναι πολύ μεγαλύτερη από τις συμβατικού τύπου κατασκευές. Ο χρόνος καθώς και το κόστος κατασκευής είναι αρκετά μικρότερος. Η αντοχή των χαλύβων έχει σαν αποτέλεσμα τη χρήση μικρότερου αριθμού μελών το οποίο συνεπάγεται οικονομία στην κατασκευή τόσο όσον αφορά τη συντήρηση, όσον και την αποκατάσταση μελών της.

Τα οφέλη όμως επεκτείνονται όσον αφορά το περιβάλλον και την ευελιξία όσον αφορά την αλλαγή χρήσης της κατασκευής. Το μειονέκτημα που παρουσιάζουν αυτές οι κατασκευές είναι η προστασία που θα πρέπει να έχουν από τη διάβρωση, κάτι το οποίο αντιμετωπίζεται όμως με τη χρήση επικαλύψεων και βαφών.

1.1 Αντικείμενο Μελέτης

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων. Αποτελείται κυρίως από υποστυλώματα, δοκούς, και συνδέσμους ακαμψίας από κοίλες διατομές TUBE.Η προσομοίωση και ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή FESPA που έχει αναπτυχθεί από την εταιρεία L.H Λογισμική και βασίστηκε στους ευρωκώδικες EN 1990,1991,1992,1994,1998 και τα ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Συγκεκριμένα:

- Ευρωκώδικας 0- Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1- Δράσεις επί των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 3- Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα
- ΕΑΚ – Αντισεισμικός Σχεδιασμός κατασκευών

1.2 Κατηγορίες Χαλύβων Κατασκευών – Δομή και Ιδιότητες

Οι χάλυβες κατασκευών διακρίνονται σε διάφορες κατηγορίες όπως παρουσιάζεται και στις επόμενες παραγράφους, ενώ η κατηγοριοποίηση εξαρτάται από τον τρόπο διαμόρφωσης και από τη χρήση για την οποία προορίζονται.

1.2.1 Χάλυβες εν θερμώ

Οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά αυτών των χάλυβων προσδιορίζονται από την Ευρωπαϊκή Προδιαγραφή EN 10025. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής και της αντοχής σε εφελκυσμό παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα.

Ονομαστική κατηγορία χάλυβα κατά EN 10025	Ποιότητα κατά EN 10025	Πάχος στοιχείου t			
		t < 40mm		40mm < t < 100 mm	
		$f_{ya}(N/mm^2)$	$f_{ua}(N/mm^2)$	$f_{ya}(N/mm^2)$	$f_{ua}(N/mm^2)$
Fe 360	S 235	235	360	215	340
Fe 430	S 275	275	430	255	410
Fe510	S335	355	510	335	490

t είναι το ονομαστικό πάχος του στοιχείου

Πίνακας 1.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χάλυβων

1.2.2 Χάλυβες εν ψυχρώ

Τα χαρακτηριστικά των δομικών χάλυβων διαμορφωμένων εν ψυχρώ, παρουσιάζονται στο Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 3. Στην παρούσα διπλωματική γίνεται

χρήση χαλύβων εν θερμώ, γι' αυτό δε γίνεται εκτενείς αναφορά αυτών των τύπων δομικών χαλύβων.

1.2.3 Χάλυβες σκυροδέματος

Οι χάλυβες σκυροδέματος χρησιμοποιούνται ως οπλισμοί, ενώ οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά παρουσιάζονται από τις προδιαγραφές EN 10080 και ΕΛΟΤ 959 ΚΑΙ 971. Οι χαρακτηριστικές τους τιμές παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα.

Ποιότητα χάλυβα		Όριο διαρροής
ΕΛΟΤ 951	ΕΛΟΤ 971	f_{ys} (MPa)
S 220	-	220
S 400	S 400 s	400
S 500	S 500 s	500

Πίνακας 1.2: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλύβων σκυροδέματος συγκρητικά με την ποιότητα.

1.2.4 Χάλυβες Χαλυβδόφυλλων

Οι χαρακτηριστικές τους τιμές παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα:

Η ποιότητα συμβολίζεται με δύο αριθμούς ως εξής:

➤ 1^{ος} 1/100 της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} [MPa]

➤ 2^{ος} ο λόγος του ορίου διαρροής προς την εφελκυστική αντοχή επί 10

Έτσι, για παράδειγμα, όταν βλέπουμε ‘κοχλίας ποιότητας 6.8’ σημαίνει ότι:

$$1^{\text{ος}} \longrightarrow \frac{f_{ub}[\text{MPa}]}{100} = \frac{600}{100} = 6$$

$$2^{\text{ος}} \longrightarrow \frac{f_{yb}[\text{MPa}]}{f_{ub}[\text{MPa}]} \cdot 10 = \frac{480}{600} \cdot 10 = 8$$

Ποιότητα κοχλίας	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8
f_{yb} [MPa]	240	320	300	400	480	640
f_{ub} [MPa]	400	400	500	500	600	800

1.3 Ποιότητες κοχλίων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2.0 Κτίριο Μελέτης Συνοπτική Περιγραφή

2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει τον σχεδιασμό ενός πολυόροφου μεταλλικού κτιρίου το οποίο βρίσκεται στην Αθήνα και αποτελείται από 5 ορόφους ίδιου εμβαδού έκαστος και από ένα υπόγειο με επίσης ίδιο εμβαδόν.

Η επιφάνεια του κάθε ορόφου συμπεριλαμβανομένου και του υπογείου είναι επιφάνειας 960m^2 οπότε η συνολική ωφέλιμη επιφάνεια του κτιρίου είναι 4800m^2 . Τα ύψη των ορόφων είναι:

- Υπόγειο: 3m
- Ισόγειο : 5m
- Α' όροφος: 4m
- Β' όροφος: 4m
- Γ' όροφος: 4m
- Δ' όροφος: 4m

Άρα το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 24m.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς και εδραζόμενες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Το κτίριο προορίζεται για φιλοξενία γραφείων και για αυτό το λόγο ο φέρων οργανισμός θα περιβάλλεται από γυαλί και επομένως είναι απαραίτητη σε μεγάλο βαθμό η προσοχή των μετακινήσεων του φορέα για την αποφυγή προβλημάτων των υαλοπινάκων της κατασκευής.

2.2 Στατικό Σύστημα – Δομικά Στοιχεία

Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, κυρίων δοκών – κυρίων δοκών και κυρίων δοκών- δευτερευουσών δοκών είναι συνδέσεις άρθρωσης, ενώ οι συνδέσεις υποστυλωμάτων – συνδέσμων δυσκαμψίας είναι απλές συνδέσεις χωρίς να μπορούν να παραλάβουν φορτία.

Οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα κύρια γραμμικά στοιχεία του κτιρίου είναι μορφής διπλού ταυ.

Το κτίριο υπό μελέτη αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία:

- **Πλάκα από μπετόν**

Οι πλάκες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και μπορούν να σκυροδετηθούν σε ξυλότυπο ή σε μεταλλότυπο από τραπεζοειδή λαμαρίνα. Επιλέχθηκε μόνιμος μεταλλότυπος τύπου SYMDEK 73 και ακολούθως τοποθετήθηκε ψευδοροφή με γυψοσανίδα. Μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) στις δοκούς και στο σεισμό εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία. Στο υπό μελέτη κτίριο οι πλάκες όλων των ορόφων είναι από σκυρόδεμα C20/25.

Αν η απαίτηση είναι η αύξηση του καθαρού ύψους του κτιρίου για τις διατομές των κυρίων και δευτερευουσών δοκών μπορεί μέσω διάταξης περισσοτέρων διατμητικών συνδέσμων να γίνει θεώρηση σύμμικτων διατομών χάλυβα- σκυροδέματος με αποστέλεσμα τη μείωση των ήδη επιλεγμένων διατομών άρα και την αύξηση του καθαρού ύψους του κτιρίου.

- **Υποστυλώματα**

Τα υποστυλώματα είναι συνήθως διατομές της μορφής **I** (πλατύπελμες, υψίκορμες), αλλά ανάλογα με το κάθε φορά επιθυμητό μοντέλο λειτουργίας μπορούν να επιλεγούν σταυροειδείς ή κοίλες διατομές. Τα υποστυλώματα του παρόντος κτιρίου είναι σταυροειδούς διατομής για την παραλαβή των εντατικών μεγεθών του φορέα που δημιουργούνται σε κάθε στάθμη του κτιρίου. Τα υποστηλώματα καταπονούνται σε κάμψη και αξονική θλίψη και διατμητικές δυνάμεις κατά διεύθυνση. Οι εδράσεις των

υποστυλωμάτων είναι ανάλογες των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στη στάθμη του ισογείου.

- **Κύριες δοκοί**

Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν τα φορτία των δευτερευουσών δοκών και των πλακών και τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα. Είναι συνήθως της μορφής **I** και συνδέονται με τα υποστυλώματα τοποθετημένα μεταξύ αυτών και σε συνέχεια. Υπάρχουν τρεις τύποι συνδέσεων:

- Απλές συνδέσεις τέμνουσας, ο κορμός της δοκού μεταφέρει στο υποστυλώμα όλη την αντίδραση της στήριξης με κοχλιωτή σύνδεση μέσω ελασμάτων ή συγκόλληση μετωπικών πλακών στο υποστυλώμα
- Άκαμπτες συνδέσεις ροπής, η σύνδεση γίνεται με κοχλίωση μετωπικών πλακών στο υποστυλώμα ή συγκολλητή στα πλευρικά τμήματα δοκών όπου η συνέχεια αποκαθίσταται με κοχλίες
- Ημιάκαμπτες συνδέσεις.

Στην παρούσα μελέτη η συνδεσμολογία αναπτύσσει ροπή μεταξύ δοκού και υποστυλώματος, άρα επιλέγεται άκαμπτη σύνδεση.

Οι κύριες δοκοί του υπό μελέτη κτιρίου είναι διατομής μορφής **I**.

- **Δευτερεύουσες δοκοί**

Στα μεταλλικά κτίρια οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται για την στήριξη των πλακών και τη μεταφορά φορτίων στις κύριες δοκούς. Η χρήση των δευτερευουσών δοκών μειώνει το στατικό ύψος των πλακών αφού μειώνονται τα εκάστοτε ανοίγματα μεταξύ των κυρίων δοκών. Τοποθετούνται στο ίδιο, σε χαμηλότερο ή σε υψηλότερο επίπεδο από τις κύριες δοκούς. Στο κτίριο της εν λόγω μελέτης χρησιμοποιήθηκαν δευτερεύουσες δοκοί μορφής **I** με τα άνω πέλματά τους στο ίδιο επίπεδο.

- **Σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν σε θέσεις που κρίθηκαν απαραίτητες για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων λόγω ανέμου και σεισμού. Αναλόγως της σεισμικής δράσης υπόκεινται σε θλίψη ή εφελκυσμό.

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας είναι οι εξής:

- Παραλαβή των οριζόντιων φορτίων και μεταφορά τους στη θεμελίωση
- Παροχή πλευρικής στήριξης στα υποστυλώματα
- Προσωρινή ευστάθεια της κατασκευής στη διάρκεια της ανέγερσης

2.3 Εδαφικές Συνθήκες

Για την εμπειριστατωμένη μελέτη του κτιρίου απαιτείται η γνώση των εδαφικών συνθηκών της περιοχής μελέτης. Τα εδάφη κατατάσσονται σύμφωνα με τον ΕΑΚ στους τύπους Α,Β,С, D, E, S1, S2. Για την μελέτη του εν λόγω κτιρίου λήφθησαν οι εδαφικές συνθήκες που αντιστοιχούν στον εδαφικό τύπο Β. Σε αυτόν τον τύπο δεν διαπιστώνεται επίδραση της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων και η φέρουσα ικανότητα του εδάφους μπορεί να εκτιμηθεί με την υπάρχουσα εμπειρία από ήδη υπάρχοντων κατασκευών στην περιοχή, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς, χωρίς παρουσίαση αξιολογών υποχωρήσεων και με καλή συμπεριφορά σε προηγούμενες σεισμικές δράσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3.1 Υλικά Κατασκευής

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται ουσιαστικά από μεταλλικά δομικά στοιχεία. Επιλέχθηκε, ως κύριο δομικό υλικό του φέροντος οργανισμού της ανωδομής του κτιρίου (δοκοί, υποστυλώματα, σύνδεσμοι δυσκαμψίας), χάλυβας ποιότητας **S235**, σκυρόδεμα **C20/25**, καθώς και χάλυβα οπλισμού **B500C**. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

➤ Δομικός χάλυβας S235

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, όπως το υπό μελέτη κτίριο. Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών. Στην περίπτωση που απαιτείται μεγαλύτερη δυσκαμψία, μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι. Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα, οι οποίες λήφθηκαν υπόψη στην στατική ανάλυση (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3), είναι οι εξής:

- ✓ Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ MPa}$
- ✓ Λόγος Poisson για την ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- ✓ Ειδικό βάρος χάλυβα: $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Όριο διαρροής: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✓ Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✓ Μέτρο διάτμησης: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$)

Σκυρόδεμα C20/25

Για τις εδραζόμενες πλάκες των ορόφων του κτιρίου έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 31.000 \text{ MPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0,2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ KN/ m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
- Αντοχή: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

➤ **Απλά εδραζόμενη πλάκα**

Οι πλάκες των ορόφων επιλέχτηκαν απλά εδραζόμενες αποτελούμενες από έγχυτο σκυρόδεμα και οπλισμό. Θα κατασκευαστούν με τη βοήθεια μεταλοτύπου ο οποίος στην μελέτη δεν μετέχει στην αντοχή τους (υπέρ ασφαλείας).

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Πίνακας 3.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδοφύλου SYMDEK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής

➤ **Χάλυβας οπλισμού B500C**

Η πλάκα αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζουμε με χάλυβα ποιότητας B500C. Οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210.000 \text{ MPa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78,5 \text{ KN/ m}^3$

➤ **Κοχλίες**

Θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας κλάσης 8.8 και 10.9 υψηλής αντοχής για τους κοχλίες των συνδέσεων των στοιχείων του φορέα.

➤ **Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, διατομής HEA 320, ώστε να αυξάνεται η δυσκαμψία του κτιρίου κατά τις δύο διευθύνσεις, με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία.

3.2 Φορτίσεις Κατασκευής

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με ικανοποιητικό βαθμό αξιοπιστίας σε συνδυασμό με την απαιτούμενη οικονομική δαπάνη, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος καθ' όλη την διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με την χρήση, την μορφή και την θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Οι δράσεις σχεδιασμού ενός κτιρίου καλύπτονται επαρκώς από το πεδίο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 1. Δίνεται περιγραφή για διάφορες “καταστάσεις σχεδιασμού” που χρησιμεύουν προκειμένου να ελεγχθεί μια κατασκευή έναντι **κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας**, περιγράφοντας όλους τους συνδυασμούς δράσεων στις οποίες μπορεί να υποβληθεί η κατασκευή, τόσο κατά την διάρκεια ανέγερσης, όσο και κατά την διάρκεια ζωής του. Στους υπολογισμούς αυτές οι δράσεις θεωρούνται εξωτερικά δρώντα φορτία..

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να τα παραλάβει και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

Μόνιμα Φορτία (G)

- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Λοιπά μόνιμα (ψευδοροφή, μηχανολογικά, φύλλα επικάλυψης, μόνωση κ.τ.λ.)

Κινητά Φορτία (Q)

- Κινητά φορτία ορόφων
- Δράσεις ανέμου
- Φορτία χιονιού
- Θερμοκρασιακές μεταβολές

Σεισμικά φορτία

Έμμεσο φορτίο με επιβολή επιβεβλημένων μετατοπίσεων.

Τα παραπάνω μπορούν να δρουν σε συνδυασμό. Οι συνδυασμοί αυτοί των φορτίσεων και η ακριβής τιμή τους σε αυτές λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με την μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

3.2.1 Μόνιμα Φορτία (Dead Loads)

Με τον όρο **Μόνιμα ή Νεκρά φορτία** νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής) που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι:

Οπλισμένο σκυρόδεμα: $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$

Δομικός χάλυβας: $\gamma_a = 78.5 \text{ KN/m}^3$

Όλα τα ίδια βάρη του χάλυβα υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, ψευδοροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση κ.τ.λ) θα έχουν τιμή 2 KN/m^2

3.2.2 Κινητά Φορτία (Live Loads)

Στην κατηγορία **Κινητά ή Μεταβλητά φορτία** περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.τ.λ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά το πλέον δυσμενή τρόπο του φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενή επιρροή τους.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία **B**, και το ωφέλιμο φορτίο έχει την παρακάτω τιμή:

$$q = 2 \text{ KN/m}^2$$

3.2.3 Δράσεις Ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές

στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις την βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κ.τ.λ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος Για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα ανέμου, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως:

- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις του κτιρίου (συνήθως από το ύψος)
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά την θετική διεύθυνση του άξονα x ($\theta = 0^\circ$) και την θετική διεύθυνση του άξονα z ($\theta = 90^\circ$). Καθώς επίσης και τις αντίθετες κατευθύνσεις. Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα, (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα) έχει ταχύτητες:

33m/s σε απόσταση έως και 10 km από την ακτή

27m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 33\text{m/s}$ και κατηγορία εδάφους B (Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια(δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων). Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει:

$z_0 = 0.05\text{ m}$ και $z_{\min} = 2\text{m}$

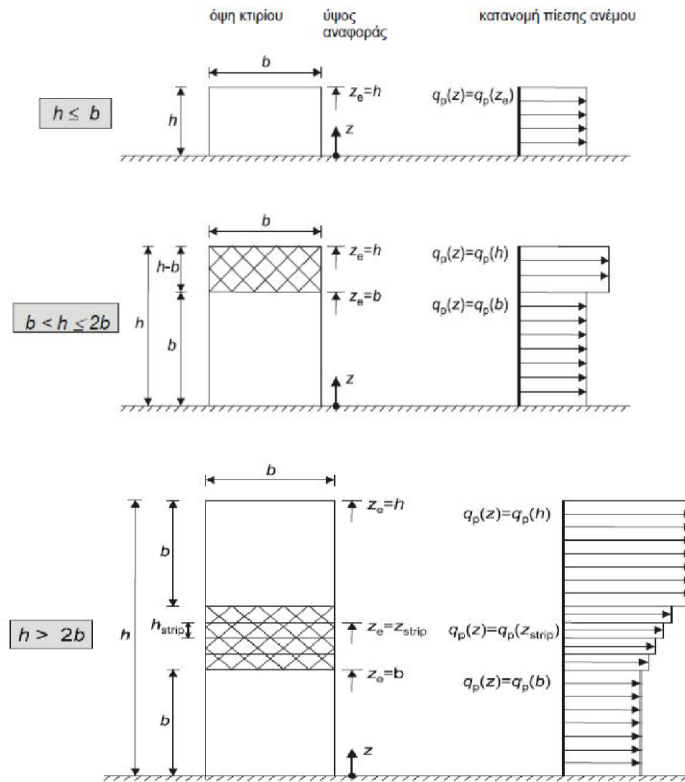
από τον Πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 1.

Κατηγορία εδάφους	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά: προάστια, μόνιμα δάση	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15	1,0	10

Πίνακας 3.2. Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Ύψος αναφοράς

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτιρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα:



Εικόνα 3.1: Ύψος αναφοράς που εξαρτάται από τα h και b , και αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = (1 + 7 \ln(z)) * 0.5 * \rho * v_m^2(z) = e_{e(z)} * q_b$$

Όπου:

- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, την θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)
- $v_m(z) = c_{r(z)} * c_o(z) * v_b$
 με $c_{r(z)}$ = συντελεστής τραχύτητας
 $c_o(z) = 1$, συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

- $I_v(z)$ = είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z που υπολογίζεται από τις σχέσεις

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot I_n\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min}$$

Όπου: $k_i=1$, συντελεστής στροβιλισμού

$c_e(z)$ =συντελεστής έκθεσης

$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$, βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της δνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10μ πάνω από το έδαφος κατηγορίας II σύμφωνα με $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$

Όπου: $C_{dir} = 1$, συντελεστής δνσης

$C_{season} = 1$, συντελεστής εποχής

$v_{b,0} = 3$, θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου

Συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στην θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στην θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Για ύψος z υπολογίζεται:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z \leq z_{\min}$$

Όπου:

- $k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0,11})^{0.07}$, συντελεστής εδάφους
- z_0 = είναι το μήκος της τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους
- $z_{0,11} = 0.05\text{m}$, κατηγορία εδάφους II, περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον

20 φορές το ύψος των εμποδίων

- Z_{\min} = το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός
- Z_{\max} = λαμβάνεται ίσο με 200 m

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_o(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά της διεύθυνση του ανέμου. Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

- $C_o = 1$, για $\Phi < 0,05$
- $C_o = 1 + 2 * s * \Phi$, για $0,05 < \Phi < 0,3$
- $C_o = 1 + 0.6 * s$, για $\Phi > 0,3$

όπου:

s = συντελεστής τοπογραφικής θέσης

$\Phi = H/Lu$, κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρείται $\Phi = 0$, άρα $C_o = 1$

Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης και δύναμης

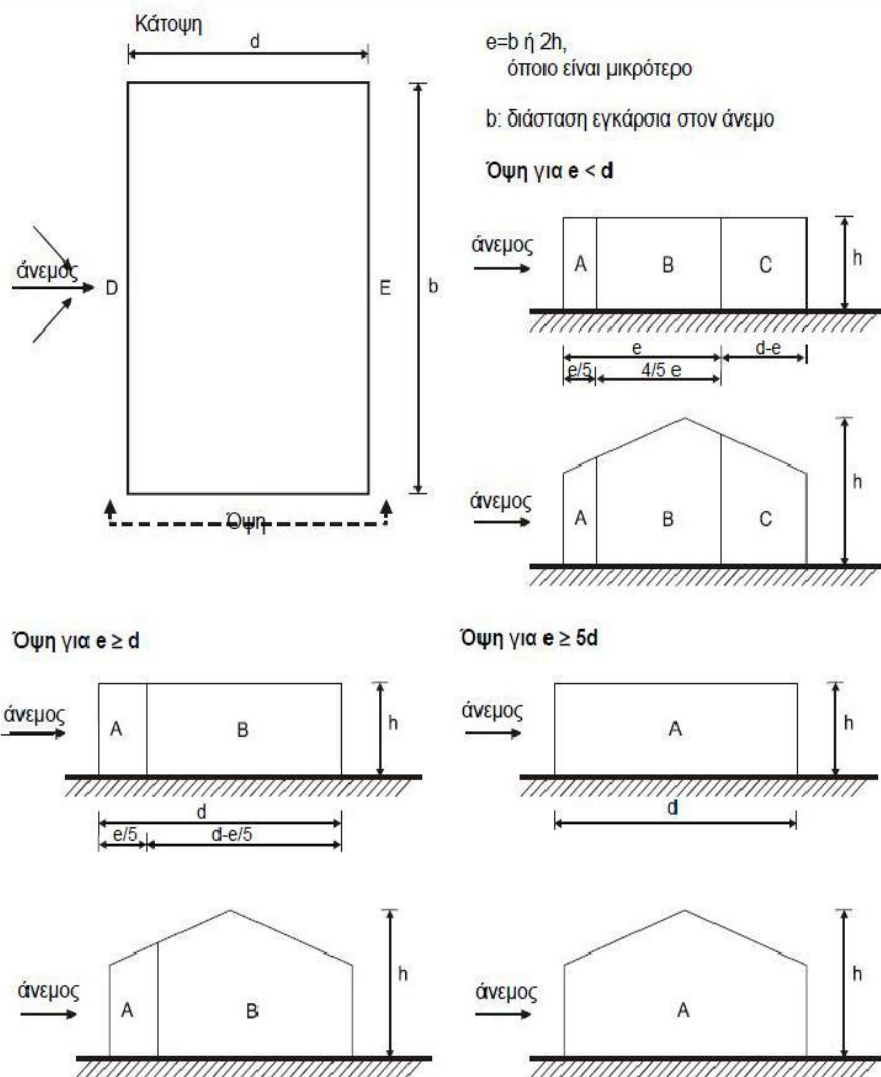
Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης, εσωτερικής πίεσης και συντελεστής δύναμης) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή και οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Οι συντελεστές πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων.

Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φωτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και

προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Οι τοπικοί συντελεστές αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1m^2 π.χ. για τον σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $C_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες από 10. Και στις δύο περιπτώσεις ($\theta=0^\circ$, $\theta=90^\circ$) το εμβαδόν της φωτιζόμενης επιφάνειας είναι μεγαλύτερο των 10m^2 , άρα $C_{pe} = C_{pe,10}$.

Στους πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών, που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες, έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά 45° ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από την εικόνα 3.2 και τον Πίνακα 3.3, για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου και ανάλογα με τον λόγο h/d . Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Εικόνα 3.2. Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 3.3. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Σύμφωνα με τα παραπάνω ο υπολογισμός της επίδρασης του ανέμου στο κτίριο της μελέτης είναι ο κάτωθι:

1.Γενικά

Είναι $C_d=0,93$ (Σχ 5.3)

Επειδή $C_d < 1,2$ και $H=21 \text{ m} < 200 \text{ m}$, μπορεί να εφαρμοσθεί η απλή μέθοδος του κανονισμού .

Από το Σχ. 6.2 προκύπτει το ύψος αναφοράς $Z_e=h=21 \text{ m}$.

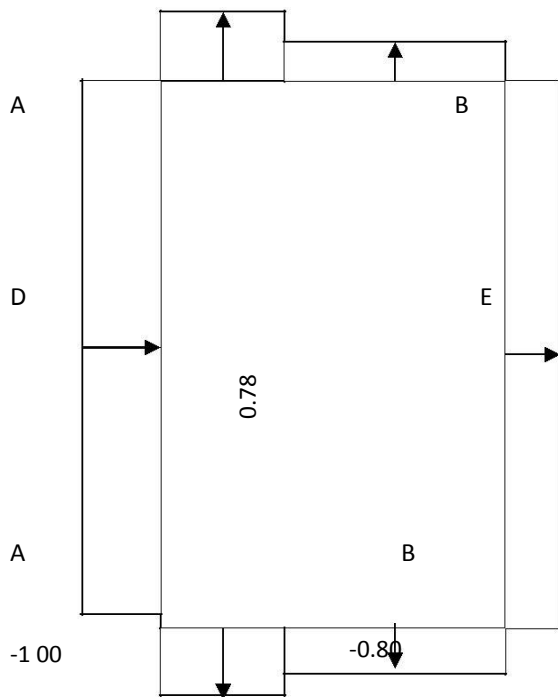
Άνεμος στη Διεύθυνση Z (Κάθετος στην Διεύθυνση X , B= 40 M) του Κτηρίου**2. Συντελεστές Εξωτερικής Πίεσης (WZ)**

$d = 24 \text{ m}$ (Σχ. 6.3) άρα $d/h = 24/21 = 1.14$, και
 $e = \min(b, 2h) = \min(40, 2 \cdot 21) = 40 \text{ m}$

και $d < e$.

Από Πιν. 6.1 και 6.2 προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης :

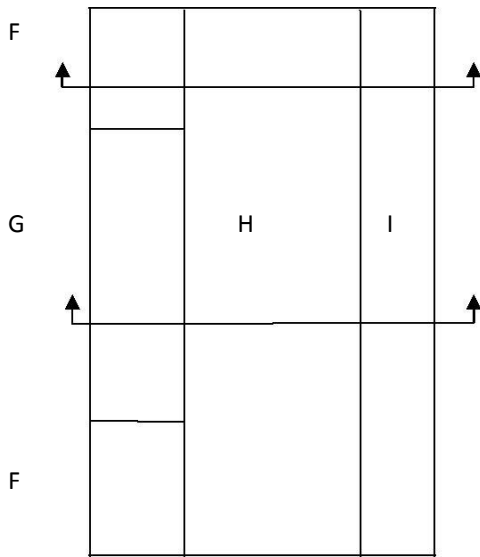
!



Διαστάσεις από Σχ. 6.3 :

$L(D) = L(E) = b = 40 \text{ m}$, $L(A) = e/5 = 40/5 = 8 \text{ m}$

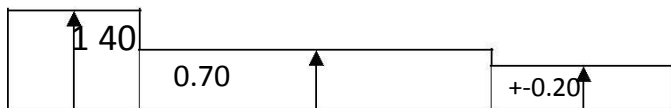
Οροφή



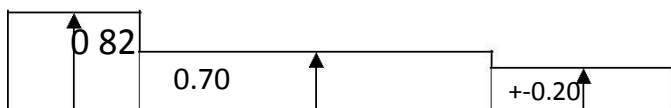
Διαστάσεις από Σχ. 6.4 :

$$L1(F,G)=40/10=4 \text{ m} , L2(F)=e/4= 40/4=10 \text{ m} , L(H)=e/2 = 40/2=20 \text{ m}$$

Τομή (F, H, I)



Τομή (G, H, I)



3. Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Για λόγο ανοιγμάτων $\mu=0,75$ προκύπτει από το Σχ. 6.11 συντελεστής εσωτερικής πίεσης $C_{pi} = -0.25$

4. Πίεσης αναφοράς Q_{REF} (εξ . 2.3)

$$\text{Είναι } Q_{ref} = \frac{\rho}{2} V_{ref}^2 = 0.00125 * 30^2 = 0.5625 \frac{KN}{m^2}$$

5. Συντελεστής Έκθεσης

Για κατηγορία εδάφους III προκύπτει από τον Πιν. 4.1

$$k_T = 0.22, Z_0 = 0.3, Z_{min} = 8m$$

Επειδή $Z_{min} = 8m < Z_e = 21 < 200m$ ο συντελεστής έκθεσης (για $C_t = 1$) προκύπτει από το Σχ. 4.3 και είναι

$$c_e(z_e) = 2.25$$

6. Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις ανέμου

Η εξωτερική πίεση είναι ίση με :

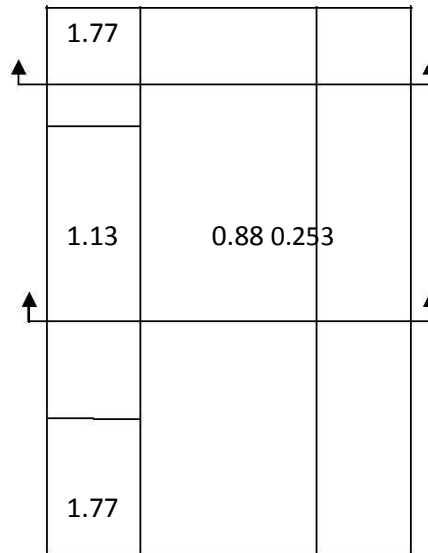
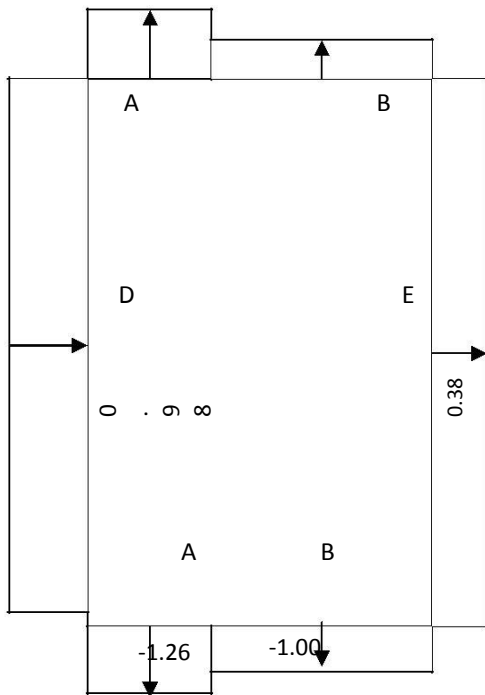
$$W_e = Q_{ref} * C(z) * C_{pe} = 0.5625 * 2.25 * C_{pe} = 1.265 * C_{pe}$$

Οπότε σύμφωνα με τα προηγούμενα προκύπτουν οι παρακάτω κατανομές πίεσης:

Εξωτερικές πιέσεις ανέμου

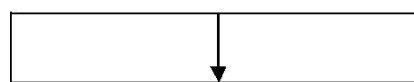
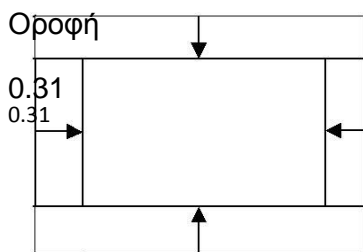
Περιμετρικοί Τοίχοι

Οροφή



Η εσωτερική πίεση που ασκείται στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή είναι

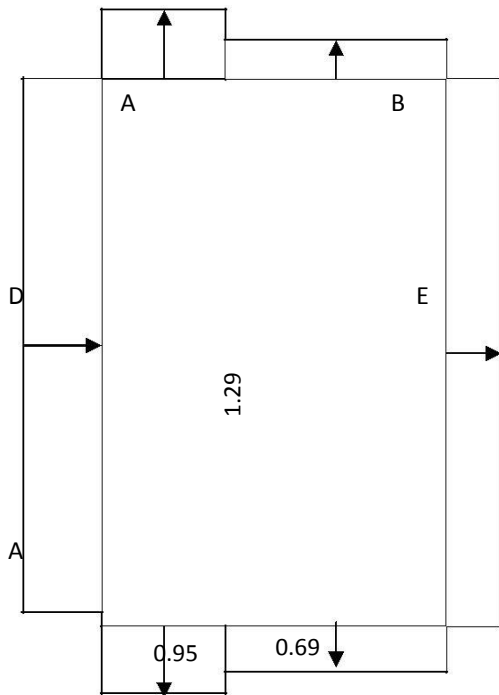
$$W_e = Q_{ref} * c(z) * C_{pe} = 0.5625 * 2.25 * C_{pe} = 1.265 * C_{pe}$$



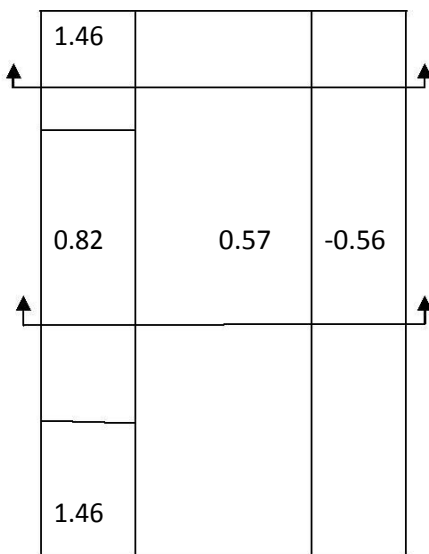
7. Τελικές Πιέσεις

Το άθροισμα των W_e και W_i ανά επιφάνεια δίνει την τελική πίεση σε κάθε τμήμα του κτιρίου.

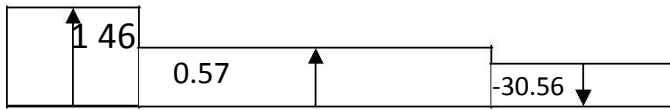
Περιμετρικοί Τοίχοι



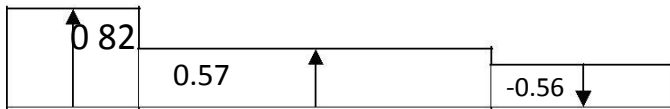
Οροφή



Τομή (F, H, I)



Τομή (G, H, I)



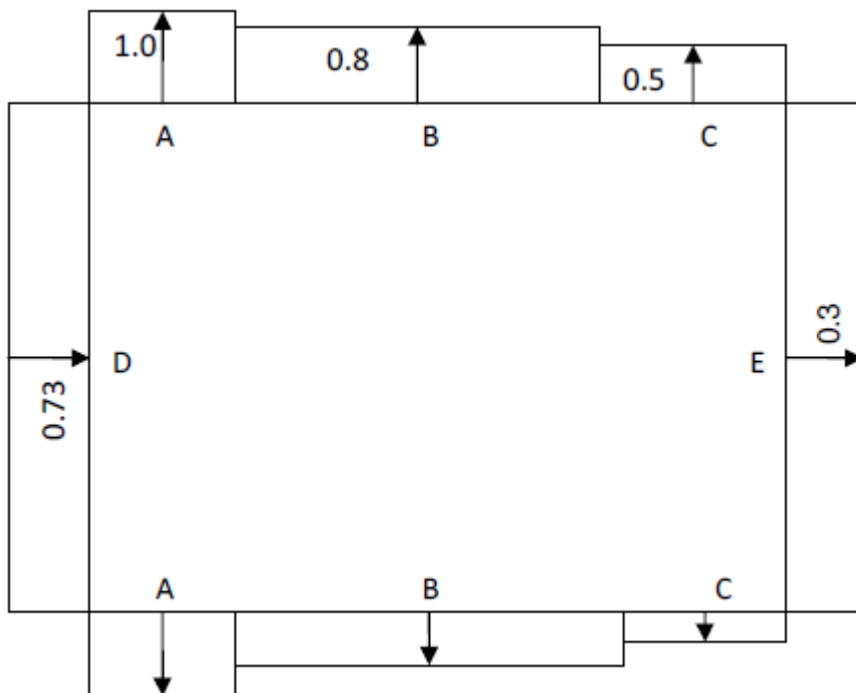
Άνεμος στη Διεύθυνση X (Κάθετος στην Διεύθυνση Z , $v= 24 \text{ m}$) του Κτηρίου

8.Συντελεστές Εξωτερικής Πίεσης (W_x)

$d= 40 \text{ m}$ (Σχ. 6.3) άρα $d/h=40/21=1.90$, και $e=\min(b,2h)=\min(24,2*21)=24 \text{ m}$ και $d>e$.

Από Πιν. 6.1 και 6.2 προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης :

Περιμετρικοί Τοίχοι



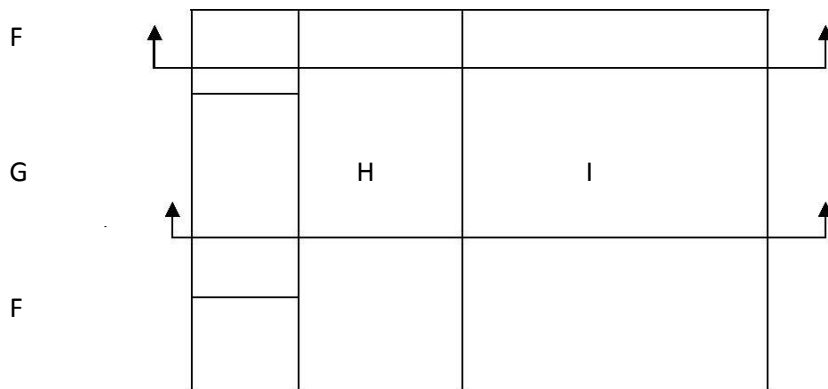
Διαστάσεις από Σχ. 6.3 :

$$L(D)=L(E) = b = 24 \text{ m} , L(A)= e/5=24/5=4.8 \text{ m} , L(B)=e=24$$

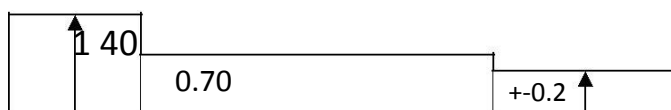
Οροφή

Διαστάσεις από Σχ. 6.4 : ($b=24 \text{ m}$, $h=21\text{m}$, $e=24 \text{ m}$

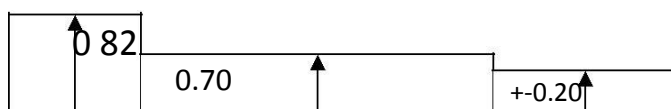
$$L1(F,G)=24/10=2.40 \text{ m} , L2(F)=e/4= 24/4= 6 \text{ m} , L(H)=e/2 = 24/2=12 \text{ m}$$



Τομή (F, H, I)



Τομή (G, H, I)



9. Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις ανέμου

Χρησιμοποιώντας τα στοιχεία των παραγράφων 4 και 5 που ισχύουν και για την διεύθυνση Wx έχουμε ότι:

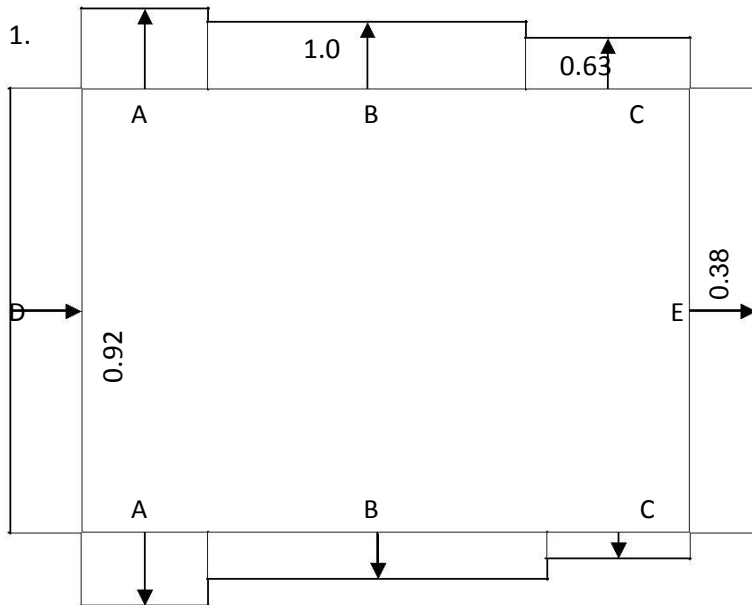
Η εξωτερική πίεση είναι ίση με :

$$W_e = Q_{ref} * c_{pe}(z_e) * C_{pe} = 0.5625 * 2.25 * C_{pe} = 1.265 * C_{pe}$$

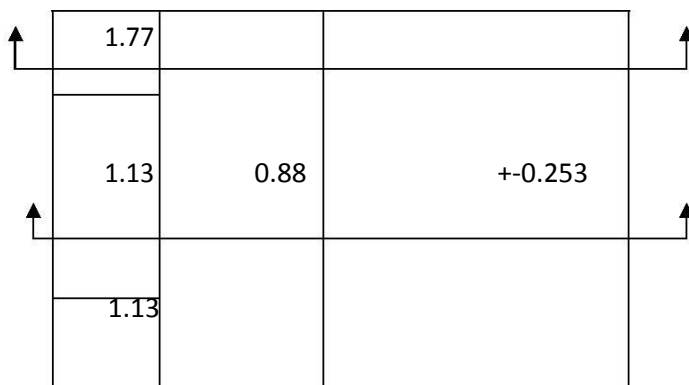
Οπότε σύμφωνα με τα προηγούμενα προκύπτουν οι παρακάτω κατανομές πίεσης:

Εξωτερικές πιέσεις ανέμου

Περιμετρικοί Τοίχοι



Οροφή



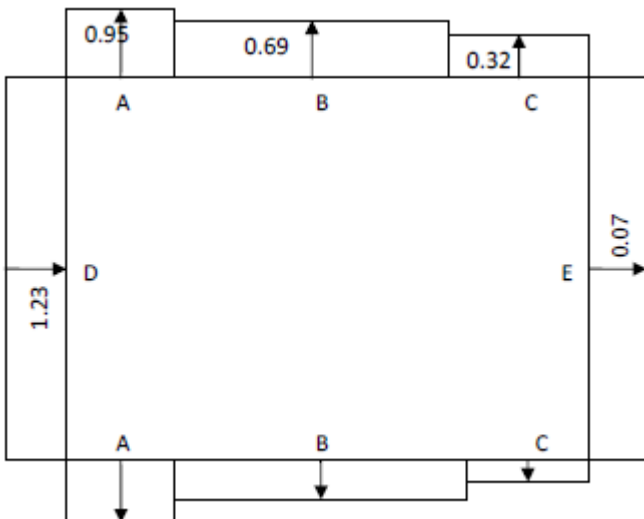
Η εσωτερική πίεση που ασκείται στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή είναι

$$W_e = Q_{ref} * C(z) * C_{pe} = 0.5625 * 2.25 * C_{pe} = 1.265 * C_{pe} = -0.31 \text{ KN}$$

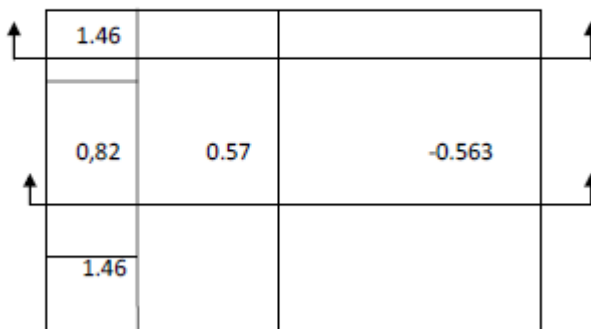
10. Τελικές Πιέσεις

Το άθροισμα των W_e και W_i ανά επιφάνεια δίνει την τελική πίεση σε κάθε τμήμα του κτιρίου.

Περιμετρικοί Τοίχοι



Οροφή



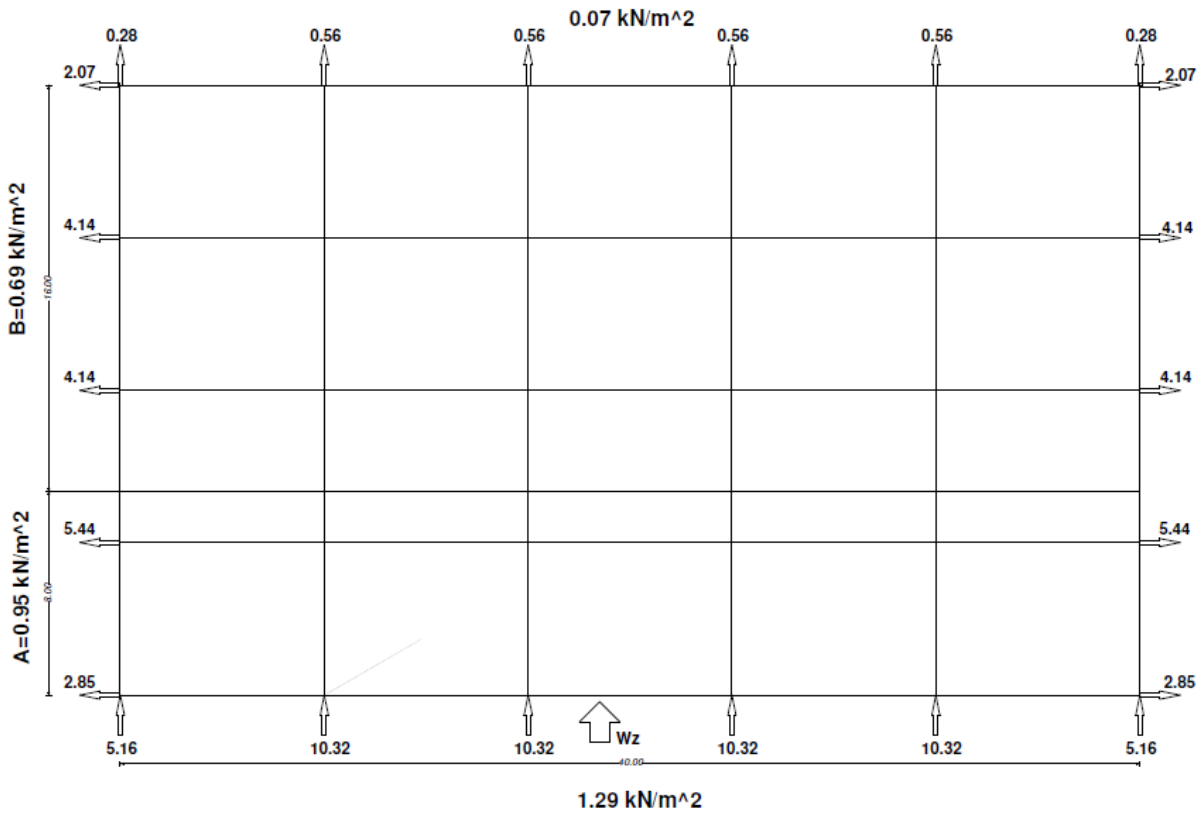
Τομή (F, H, I)



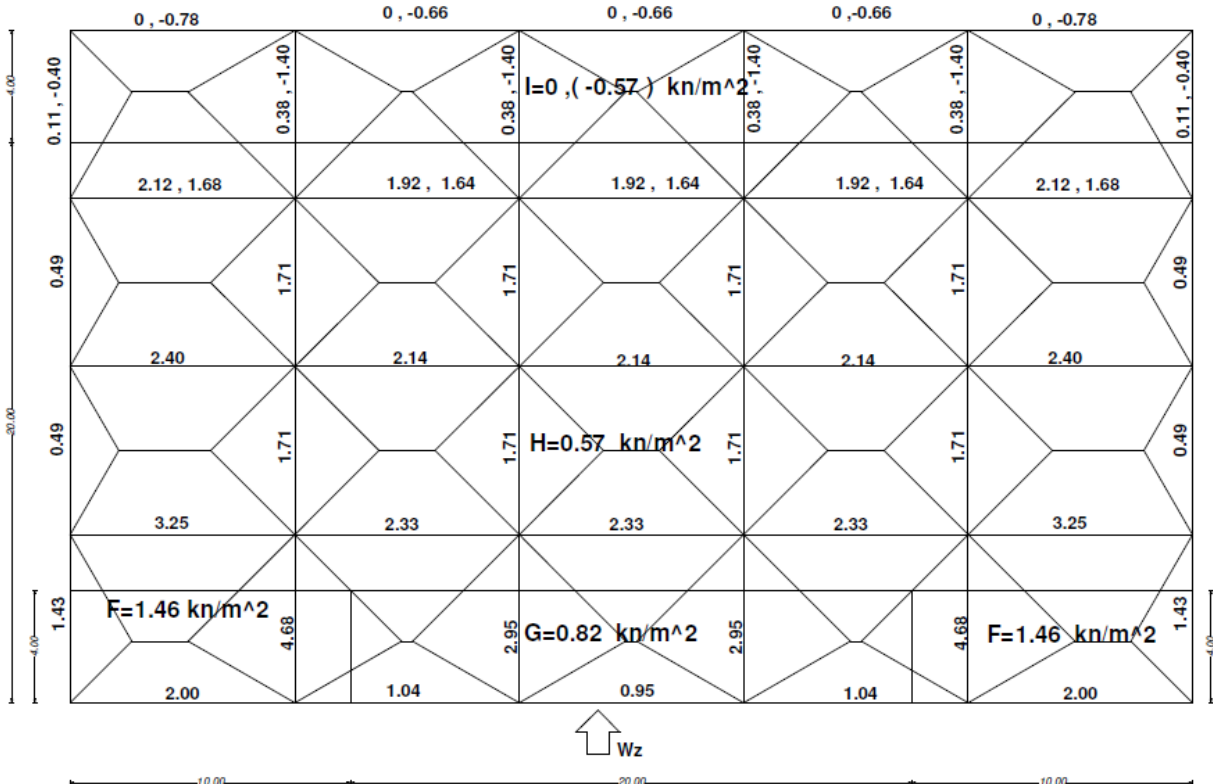
Τομή (G, H, I)



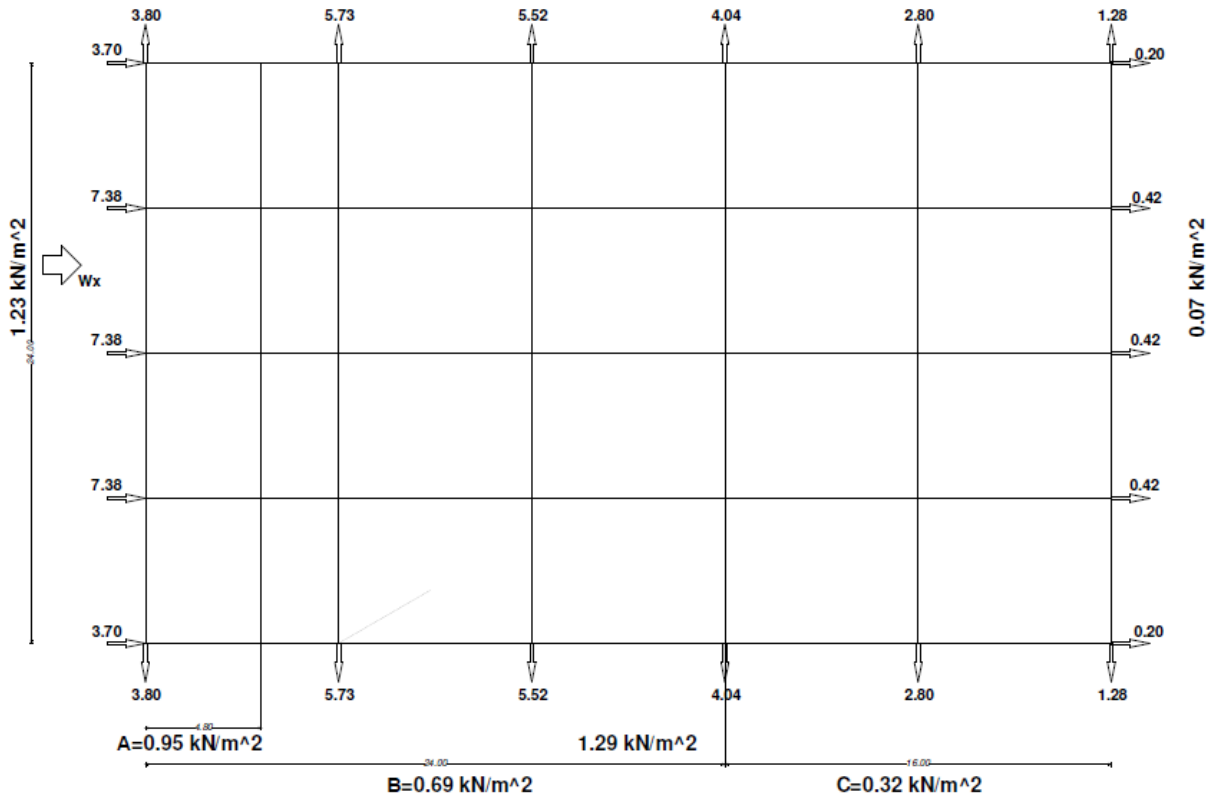
ΦΟΡΤΙΑ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΕΜΟΣ Z (ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕ ΣΤΥΛΟΥΣ kN/m)



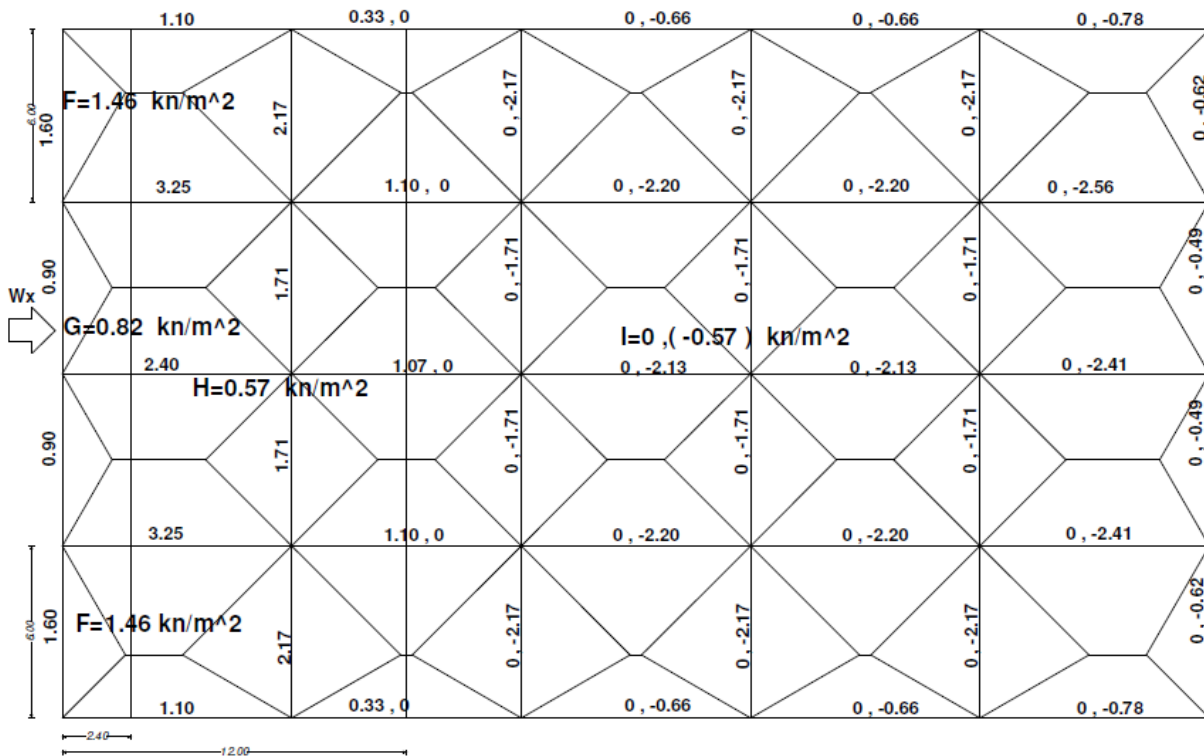
ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΟΦΗΣ ΑΝΕΜΟΣ Z (ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕ ΔΟΚΟΥΣ kN/m)



ΦΟΡΤΙΑ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΕΜΟΣ X (ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕ ΣΤΥΛΟΥΣ kN/m)



ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΟΦΗΣ ΑΝΕΜΟΣ X (ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕ ΔΟΚΟΥΣ kN/m)



3.2.5 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

Δεν έχουν ληφθεί υπόψιν από τα δεδομένα της μελέτης

3.2.6 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δε λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ.) του έργου, ενώ η πυκνότητά του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής του στη συγκεκριμένη θέση. Έτσι, πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, μπορεί να είναι αναγκαίο να θεωρηθούν οι επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού και σε μερικές περιπτώσεις τη μερική του απομάκρυνση από την στέγη. Επιπλέον, πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής θερμότητας από το κτίριο, μέσω κάποιου τμήματος της στέγης ή εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, εάν οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.

Το Μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη

ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο του χιονιού), μπορεί να εφαρμοσθεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού, καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές: $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$
- Για τυχηματικές καταστάσεις: $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$

Όπου:

- μ_i ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση ισούται με 0,8
- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου (A) και για μια συγκεκριμένη τοποθεσία
- C_e ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:
 - Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους 0,8
 - Για προστατευόμενες κατασκευές 1,2
- C_t θερμικός συντελεστής, ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης
- $S_{Ad} = C_{ESL} \cdot S_k$

Για το κτίριο της μελέτης σύμφωνα με τα παραπάνω έχουμε τους κάτωθι υπολογισμούς :**3.2.7 Σεισμικές Δράσεις**

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

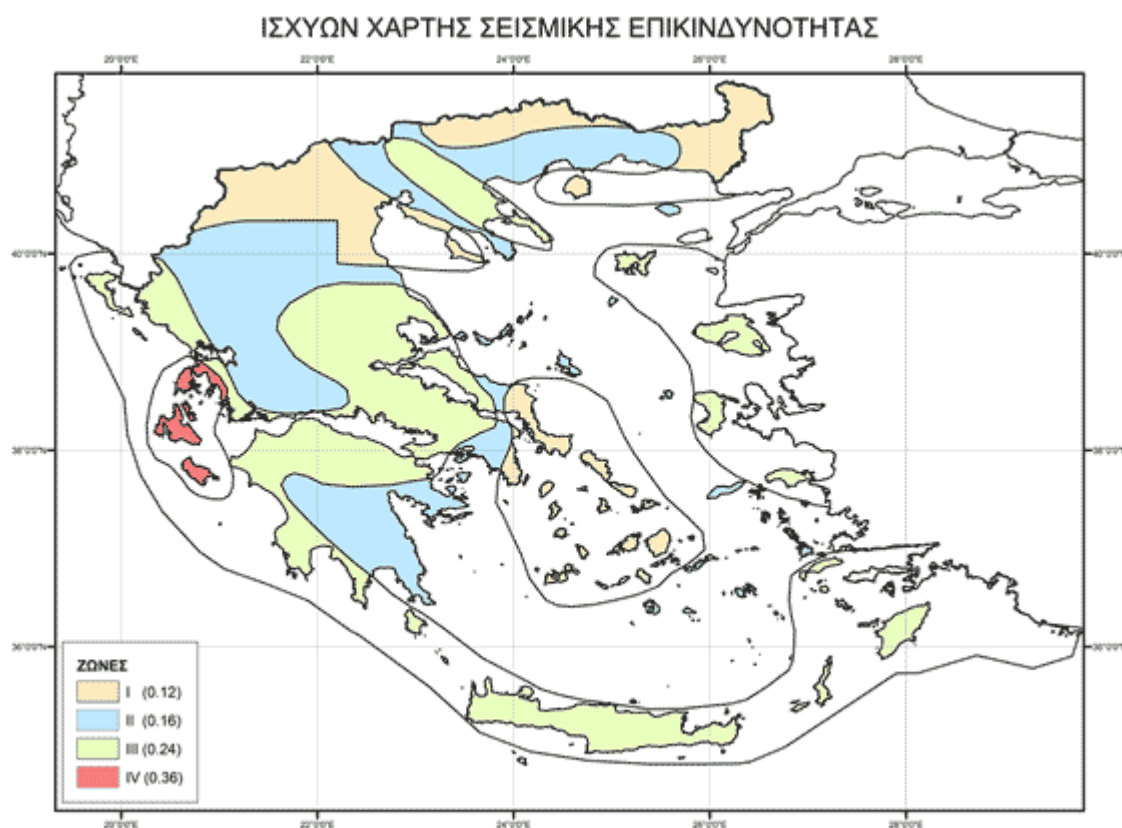
Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος

Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 3.5). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475 έτη).

Το κτίριο μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη **Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I**.



Εικόνα 3.1. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια).

Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι **$A=0,16 g$** .

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους, υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m. Στρώσεις πολύ σκληρής προσομοιασμένη αργίλου πάχους μικρότερου των 70m.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένη αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m.
C	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5m.
D	Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.
E	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιήσουν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλιθείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών

Πίνακας 3.4 Κατηγορίες εδαφώνΣυντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της

λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ .

Η κατασκευή που μελετάται ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι ίσος με 1.

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή δίδονται στον παρακάτω Πίνακα 3.5, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	σύνδεσμοι τύπου K (ΟΠΟΥ επιτρέπεται)	1,00
3 ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένα (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β Δοκοί — Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Πίνακας 3.5 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Στο συγκεκριμένο έργο λαμβάνεται ότι $q=4$.

Φάσμα σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II (Επιτάχυνση $A=0,16 g$)
Κατηγορία εδάφους	B
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (συνήθη κτίρια), $\gamma=1,00$
Συντελεστής συμπεριφοράς q	4
Απόσβεση	2%

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (Ε.Κ.8):

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

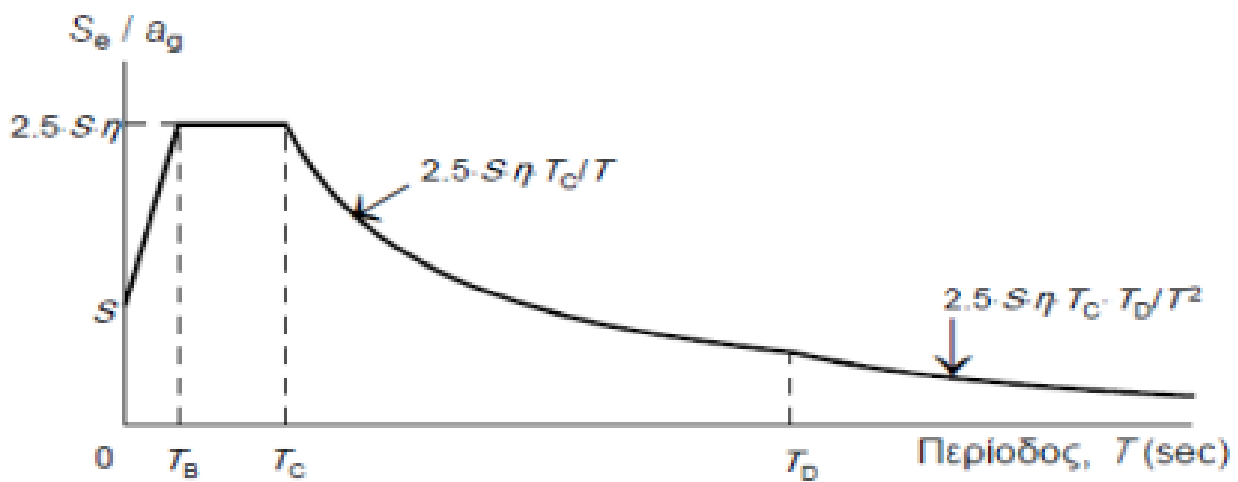
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4sec$$

Όπου:

- $S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος 8
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- q είναι συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (συνιστώμενη τιμή $\beta=0,2$).



Εικόνα 3.2 Φάσμα Σχεδιασμού

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική	Με συγκολλήσεις	2
	Με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα	άοπλο	3
	ωπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία	ωπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Πίνακας 3.6. Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Εδαφικός Τύπος	S	T _b	T _c	T _d
A	1,0	0,15	0,4	2
B	1,2	0,15	0,5	2
C	1,15	0,20	0,6	2
D	1,35	0,20	0,8	2
E	1,4	0,15	0,5	2

Πίνακας 3.7. Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Σύμφωνα με τα παραπάνω για έδαφος κατηγορίας B που ανήκει η κατασκευή αυτή, έχουμε: S=1,2, TB=0.15 sec, Tc= 0.5 sec, Td= 2 sec

3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

3.3.1 Απαιτήσεις – Οριακές Καταστάσεις

Στα έργα του πολιτικού μηχανικού ο έλεγχος βασίζεται σχεδόν αποκλειστικά σε υπολογιστικές μεθόδους, οι οποίες πρέπει να προβλέπουν μελλοντικά γεγονότα τόσο σε ότι αφορά την ένταση, χρονική διάρκεια και κατανομή των δράσεων, όσο και σε ότι αφορά τις αντιστάσεις που θα αναπτυχθούν στο συγκεκριμένο έργο. Απαιτείται συνεπώς μια πρόγνωση του μέλλοντος, η οποία για να βρίσκεται κοντά στην πραγματικότητα πρέπει να βασίζεται σε επιστημονικές μεθόδους, όπως αυτή της πιθανοτικής θεωρίας.

Θεμελιώδεις απαιτήσεις

Λόγω του μεγάλου πλήθους δράσεων επί των κατασκευών, γεννάται η ανάγκη να προσδιορισθεί, με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια, τόσο η ένταση του συνόλου των δράσεων επί των κατασκευών όσο και το ποσοστό συμμετοχής της κάθε μιας δράσεις ξεχωριστά.

Οι ενδεχόμενες βλάβες αποφεύγονται ή περιορίζονται με κατάλληλη επιλογή ενός ή περισσότερων από τα παρακάτω μέτρα:

- Αποφυγή, απάλειψη ή περιορισμός των παραγόντων οι οποίοι είναι δυνατόν να επιδράσουν στην κατασκευή προκαλώντας δυσάρεστες και επικίνδυνες συνέπειες.

- Επιλογή δομικού συστήματος το οποίο να έχει μικρή ευαισθησία στους εξεταζόμενους κινδύνους.
- Επιλογή δομικής μορφής, η οποία μπορεί να επιβιώσει επαρκώς έναντι της τυχηματικής αφαίρεσης ενός μεμονωμένου μέλους ή ενός περιορισμένου τμήματος της κατασκευής ή έναντι μιας αποδεκτής βλάβης.
- Αποφυγή, κατά το δυνατόν, δομικών συστημάτων τα οποία να μπορούν να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση.

Οι προαναφερθείσες απαιτήσεις ικανοποιούνται γενικότερα με την επιλογή κατάλληλων υλικών και με τον κατάλληλο σχεδιασμό, δίνοντας έμφαση και προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τηρώντας σχολαστικά τις προδιαγραφές των διαδικασιών ελέγχου της παραγωγής, κατασκευής και χρήση της εκάστοτε κατασκευής.

Καταστάσεις σχεδιασμού

Ως καταστάσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι:

- Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής
- Παροδικές καταστάσεις (διάρκεια κατασκευής ή και διάρκεια επισκευών)
- Τυχηματικές καταστάσεις

Ο “σχεδιασμός – μελέτη” μιας κατασκευής αποσκοπεί στο να καταδείξει ότι –υπό ορισμένες παραδεκτές πιθανότητες- η κατασκευή δεν θα βρεθεί σε μια ακραία κατάσταση κατά την οποία θεωρείται πλέον ακατάλληλη για τον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε και ονομάζεται εν γένει “οριακή κατάσταση”.

Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίας:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (USL) και στις Λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που έχουμε υπολογίσει στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα και μόνον.

Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα 1 τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων συνοψίζονται στον Πίνακα 3.8.

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής	Ευμενής	Δυσμενής	Ευμενής
	1,35	1,0	1,0	1,0
	1,5	0	1,0	0

Πίνακας 3.8 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διάφορων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για τον λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Οι συντελεστές ψ όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 3.9.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7 0,7 0,7	0,5 0,5 0,7	0,3 0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7 1,0	0,7 0,9	0,6 0,6
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης			0,8
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης			0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων			
βάρος οχημάτων < 30kN Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων < 160kN	0,7 0	0,5 0	0,3 0
Κατηγορία H: στέγες			
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του ΟΕΝ για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H < 1000$ m	0,70	0,50	0,20
	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991 1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 3.9 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στην Κατηγορία C : Χώροι συνάθροισης.

Οι συντελεστές ψ για τα φορτία που θα χρησιμοποιηθούν φαίνονται στον Πίνακα 3.10.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ωφέλιμα	0,7	0,7	0,6
Χιόνι	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

Πίνακας 3.10 Συντελεστές ψ που θα χρησιμοποιηθούν

3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ultimate Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ.).

Είναι οι οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Σε αυτήν την περίπτωση έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_G \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \cdot \psi_{0,i}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.3.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.). Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά:

- Τις λειτουργικές απαιτήσεις από τον φορέα ή ένα μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης
- Την άνεση των χρηστών
- Την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. εκτεταμένη ρηγμάτωση)

Ο συνδυασμός σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που χρησιμοποιείται είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.3.4 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

Οι συνδυασμοί δράσεων στο κτίριο φαίνονται στον πίνακα :

A/A	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	Μόνιμα + Κινητά	$1.35^*G + 1.50^*Q$
ΣΦ2	$1.00^* G + 1.00^* Q$	$1.00^*G + 1.00^*Q$
ΣΦ3	$1.35^*G+1.50^* Q + 1.50^* Sk$	$1.35^*G + 1.50^*Q + 1.50^*Sk$
ΣΦ4	$1.35^*G+1.50^*Q +1.50^*Sk/2$	$1.35^*G + 1.50^*Q + 1.50^*Sk/2$
ΣΦ5	$1.35^*G+0.50^*(Q+Sk)1.50^*Wz$	$1.35^*G + 0.50^*Q + 1.50^*Wz + 0.50^*Sk$
ΣΦ6	$1.35(G+Q+Sk+Wz)$	$1.35^*G + 1.35^*Q + 1.35^*Wz + 1.35^*Sk$
ΣΦ7	$1.35^*G+0.50^*(Q+Sk)1.50^*Wx$	$1.35^*G + 0.50^*Q + 1.50^*Wx + 0.50^*Sk$
ΣΦ8	$1.35(G+Q+Sk+Wx)$	$1.35^*G + 1.35^*Q + 1.35^*Wx + 1.35^*Sk$
ΣΦ9	$1.00^*G+0.30^*Q+1.50^*Wz$	$1.00^*G + 0.30^*Q + 1.50^*Wz$
ΣΦ10	$1.00^*G+0.30^*Q+1.50^*Wx$	$1.00^*G + 0.30^*Q + 1.50^*Wx$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4.0 Ανάλυση – Διαστασιολόγηση Φορέα (ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ - ΕΛΕΓΧΟΣ)

Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου μέλους από δομικό χάλυβα είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των αντίστοιχων ελέγχων. Σε γενικές γραμμές ισχύει:

- Οι δοκοί ελέγχονται σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη και πλευρικό λυγισμό
- Οι διαδοκίδες ελέγχονται σε διάτμηση και κάμψη
- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε διάτμηση, διαξονική κάμψη, θλίψη και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
- Οι κατακόρυφοι συνδέσμοι ελέγχονται έναντι λυγισμού και μονοαξονικού εφελκυσμού

Ο έλεγχος των διατομών ξεκινάει από την κατάταξή τους σε κατηγορίες. Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών σε 4 κατηγορίες (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3) είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχους c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καπτικής ροπής θλιβομένων πλακοειδών στοιχείων της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται από τόσο από την γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

4.1 Έλεγχος σε Αξονική Εφελκυστική Δύναμη

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές με οπές η $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής:

Όπου: A : το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y : το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

- την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλίων

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου: A_{net} : το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_u : η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα

γ_{M2} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Σε περιπτώσεις που απαιτείται όγκιμη μορφή αστοχίας (για παράδειγμα πλάστιμα μέλη σε αντισεισμικές κατασκευές), πρέπει να επιδιώκεται:

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd}$$

4.2 Έλεγχος σε Αξονική Θλιπτική Δύναμη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

Όπου: $N_{c,Rd}$: η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού $N_{c,Rd}$ καθορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

- Για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

- Για διατομές κατηγορίας 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

Όπου, A : η πλήρης διατομή

A_{eff} : η ενεργός διατομή

4.3 Έλεγχος σε Μονοαξονική Κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Όπου το $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη της οπές κοχλίων.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μια διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Όπου: $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας και στην ενεργό διατομή αντίστοιχα. Δηλαδή στην ίνα με την μεγαλύτερη ελαστική τάση.

4.4 Έλεγχος σε Διαξονική Κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές: $\alpha=2$; $\beta=5n$ αλλά $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha=2$; $\beta=2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

όπου:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

4.5 Έλεγχος σε Διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης σε καθώς διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από την σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Όπου η επιφάνεια διάτμησης A_v υπολογίζεται ως εξής:

- $A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$
- $A_v = 1,04 \cdot d \cdot t_w$

Όπου h και d είναι το συνολικό ύψος της διατομής και το ύψος του κορμού αντίστοιχα και το πάχος του κορμού.

4.6 Έλεγχος σε Κάμψη και Αξονική Δύναμη

1. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, το κριτήριο που θα ικανοποιείται, όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη είναι:

$$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

Όπου $M_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής

2. Για την περίπτωση συγκολλητών ισόπελμων διατομών τύπου I και H πρέπει να

ισχύει:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a}$$

Όπου:

$$\alpha = \frac{A-2 \cdot b \cdot t_f}{A}$$

Όμως, $\alpha \leq 0,5$ και

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

- ✓ Για $n \leq a$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$
- ✓ Για $n > a$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot [1 - (\frac{n-a}{1-a})^2]$

3. Για την περίπτωση που έχουμε διαξονική κάμψη με αξονική μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

4.7 Έλεγχος σε Κάμψη και Διάτμηση

Όταν υπάρχει διάτμηση, η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Ωστόσο, για μικρές τιμές της τέμνουσας δύναμης η μείωση αυτή μπορεί και να αγνοείται. Για το λόγο αυτό ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

- Αν, $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$ δεν απαιτείται μείωση των καμπτικών αντιστάσεων.
- Αν, $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$ τότε η καμπτική αντίσταση της διατομής μειώνεται στο $M_{v,Rd}$, τη μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση τέμνουσας.

Όπου:

$$M_{v,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_W^2}{4 \cdot t_W} \right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \rho = \left[\left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$$

και πρέπει να ισχύει ότι: $M_{v,Rd} \leq M_{y,C,Rd}$

4.8 Έλεγχος σε Κάμψη, Διάτμηση και Αξονική Δύναμη

Κατά παρόμοια λογική με προηγουμένως διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

- Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση στο συνδυασμό ροπών και αξονικών δυνάμεων
- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής για τους συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με μειωμένη τάση $(1-\rho) \cdot f_y$ επί της επιφάνειας διάτμησης, όπου:

$$\rho = \left[\left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$$

4.9 Έλεγχος Μελών σε Λυγισμό

Θλιβόμενα μέλη

Θα πρέπει να ισχύει ότι:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους θα λαμβάνεται ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

β_A συντελεστής ίσος με τη μονάδα για την κατηγορία διατομών 1,2 και 3

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του μειωτικού συντελεστή x υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας λ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού:

x είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού που δίνεται από πίνακα στον EC3 και ισούται με:

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

$\bar{\lambda}$ είναι η αδιάστατη λυγηρότητα που προσδιορίζεται (στον ίδιο πίνακα) από τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

όπου:

λ είναι η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού=1/i

λ_1 είναι ίσο με $\pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \epsilon$

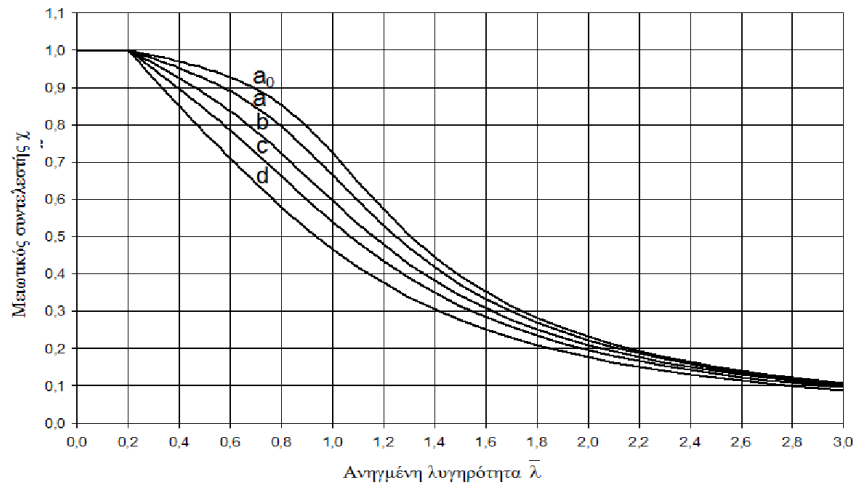
όπου ϵ είναι ίσο με $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ όπου f_y σε N/mm²

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού (Πίνακας 4.4)

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2]$$

Πίνακας 4.1. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού και καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76



Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 4.1.

Για λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \text{ ή για } \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 0,04$$

(μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Επομένως, οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από τον τύπο:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1}$$

για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3

Όπου:

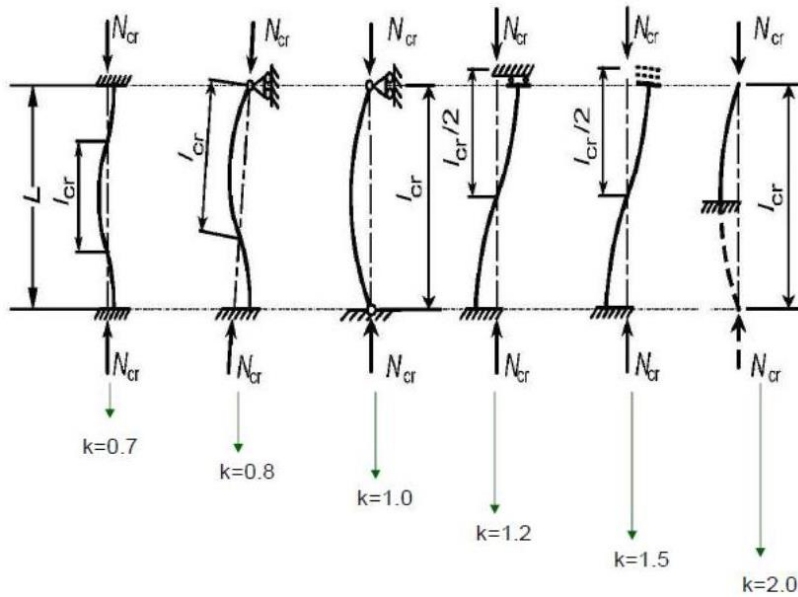
L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$i = \sqrt{I/A}$ είναι η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογισμένη

Χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

$$\lambda_1 \text{ είναι ίσο με } \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\text{όπου } \varepsilon \text{ είναι ίσο με } \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ όπου } f_y \text{ σε N/mm}^2$$



Εικόνα 4.2. Μορφές συνοριακών συνθηκών θλιβόμενων ράβδων, εύρεση

Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού με εξασφαλισμένης πλευρικά θα λαμβάνεται από την σχέση:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

β_w συντελεστής ίσος με τη μονάδα για κατηγορία διατομών 1 και 2

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό, οι τιμές του οποίου δίνονται από πίνακα για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, όπου $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$

και $\chi = \chi_{LT}$ χρησιμοποιώντας την καμπύλη a για τις ελατές και την καμπύλη c για τις συγκολλητές.

Η τιμή του $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορεί επίσης να υπολογίζεται σύμφωνα με το παράρτημα F του Ευρωκώδικα σύμφωνα με την ελαστική κρίσιμη ροπή για πλευρικό λυγισμό.

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

Όταν μια δοκός είναι πλήρως πλευρικά εξασφαλισμένη, δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό.

Λυγισμός μελών υπό το συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης

Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, που υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής δύναμης, πρέπει να ικανοποιούν την σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} \leq 1$$

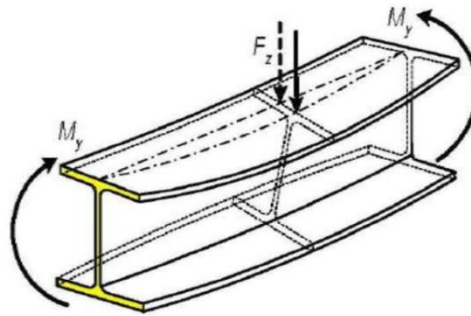
Όπου:

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$ αλλά $k_y \leq 1,5$
- $k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$ αλλά $k_z \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right]$ αλλά $\mu_y \leq 0,9$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right]$ αλλά $\mu_z \leq 0,9$
- χ_{min} είναι το μικρότερο από τα χ_y και χ_z , που είναι οι μειωτικοί συντελεστές για τους άξονες y-y και z-z αντίστοιχα.
- β_{My} και β_{Mz} είναι οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για καμπτικό λυγισμό και εξαρτώνται από τη μορφή του διαγράμματος ροπών μεταξύ των σημείων στήριξης.
- Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, για τα οποία ο πλευρικός λυγισμός

αποτελεί πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν επίσης την σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{x_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} \leq 1$$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Ed}}{x_z \cdot A \cdot f_y}$ για $k_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ για $\mu_{LT} \leq 0,9$
- β_{LT} είναι ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για πλευρικό λυγισμό



Εικόνα 4.3. Δοκός υπό πλευρικό λυγισμό

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής η τιμή του μειωτικού συντελεστή για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα, πρέπει να καθορίζεται από τη σχέση:

$$x_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} είναι ο συντελεστής ατελειών (Πίνακας 4.2.) η ανηγμένη λυγηρότητας πλευρικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ η ανηγμένη λυγηρότητας πλευρικού λυγισμού

M_{cr} η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογισμένη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, της πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 4.2. Συντελεστής ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιείται, δίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Διατομή	Όρια	Καμπτικός λυγισμός
Ελατές διατομές	h/b	a
	h/b	b
Συγκολλητές διατομές	h/b	c
	h/b	d
Άλλες διατομές	-	d

Πίνακας 4.3 Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Οι τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} μπορούν να προσδιορίζονται και από το Σχήμα 4.5, συναρτήσει της αντίστοιχης ανηγμένης λυγηρότητας.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} < 0,2$ ή για $M_{Ed}/M_{cr} < 0,04$ ($\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ και $M_{Ed}/M_{cr} < 0,16$ για ελατές διατομές) ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να

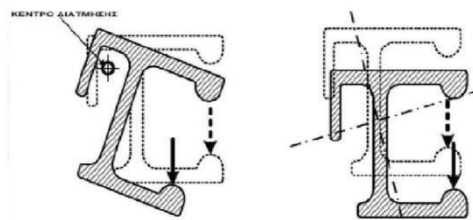
αμεληθεί και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής. [Προσδιορισμός του από Παράρτημα Ε του EC3-Μέρος 1.1 (έκδοση 1992)].

Λυγισμός μελών υπό το συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού

Μέλη υποκείμενα σε συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού θα πρέπει να ελέγχονται για την αντοχή σε πλευρικό λυγισμό, χρησιμοποιώντας την αξονική δύναμη και την καμπτική ροπή ως διανυσματική επιτάχυνση.

Όπου η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή μπορούν να μεταβάλλονται ανεξάρτητα, η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης θα πολλαπλασιάζεται με ένα μειωτικό συντελεστή για διανυσματικές επιδράσεις, ο οποίος είναι $\psi_{vec}=0,8$.

4.10 Έλεγχος σε Στρέψη



Εικόνα 4.4. Στρέψη διατομής

Στρέψη χωρίς στρέβλωση

Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη, στα οποία η επιρροή των παραμορφώσεων μπορεί να αγνοείται, η τιμή σχεδιασμού της στρεπτικής ροπής σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1 \quad T_{Rd} = \frac{W_{T,pl} \cdot f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

είναι η αντοχή της διατομής σε στρέψη St. Venants στην οποία η $W_{T,pl}$ είναι η πλαστική στρεπτική ροπή αντίστασης.

Στρέψη με στρέβλωση

Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη, στα οποία οι μεν συστροφικές παραμορφώσεις μπορούν να αγνοηθούν, αλλά όχι και η στρέψη λόγω στρέβλωσης, η ολική τιμή σχεδιασμού της ροπής στρέψης σε κάθε διατομή πρέπει να θεωρείται ίση με το άθροισμα των δύο εσωτερικών ροπών:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Όπου:

$T_{t,Ed}$ είναι η εσωτερική ροπή στρέψης St. Venants

$T_{w,Ed}$ είναι η εσωτερική ροπή στρέψης λόγω στρέβλωσης

Συνδυασμός διάτμησης και ροπής στρέψης

Για συνδυασμένη διατμητική δύναμη και ροπή στρέψης και λαμβάνοντας υπόψη τις επιρροές στρέψης, η διατμητική αντοχή πρέπει να μειωθεί από σε και η διατμητική δύναμη σχεδιασμού πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{T,Rd}} \leq 1$$

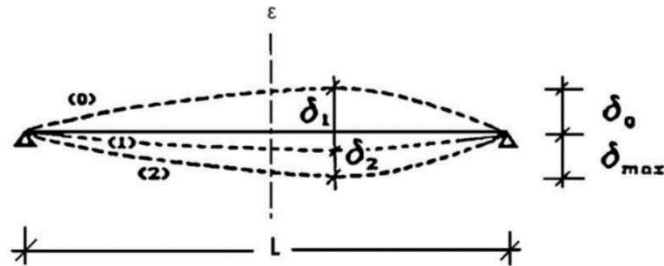
4.11 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Για κατασκευές από χάλυβα και αλουμίνιο, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά, όπως γυαλί γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονίαμα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις, αλλαγές στην στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων (π.χ. διαφορετικά όρια βελών για οροφές και δάπεδα).



Εικόνα 4.5. Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

όπου:

δ_{\max} είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

δ_1 είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 4.4.

	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Πίνακας 4.4. Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

4.12 Κοχλιωτές Συνδέσεις

Στις κοχλιωτές συνδέσεις, όπως υποδεικνύεται από το όνομα τους, βασικό μέσο σύνδεσης αποτελούν οι κοχλίες και τα περικόχλια. Εξίσου σημαντικό στοιχείο των συνδέσεων αυτών είναι και τα ελάσματα (επίπεδα ή γωνιακά), όπου αυτά χρησιμοποιούνται. Οι κοχλίες ανάλογα με το ονομαστικό όριο αντοχή τους σε διαρροή και σε εφελκυσμό διακρίνονται στις ποιότητες του παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
	240	300	480	640	900
	400	500			

Πίνακας 4.5. Ποιότητες κοχλίων

Όταν οι κοχλιωτές συνδέσεις υπόκεινται σε διατμητικά εντατικά μεγέθη διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

Κατηγορία Α: Συνδέσεις άντυγας

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 έως και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση ούτε ειδική επεξεργασία των επιφανειών επαφής. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

Κατηγορία Β: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι τουλάχιστον κατηγορίας 8.8. Εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν είναι επιτρεπτή. Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

Κατηγορία C: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι κατηγορίας 8.8 ή 10.9 . Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας. Επιπλέον, για συνδέσεις καταπονούμενες σε εφελκυσμό πρέπει να ελέγχεται η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Ενώ όταν οι κοχλιωτές συνδέσεις υπόκεινται σε εφελκυσμό πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

Κατηγορία D: Χωρίς προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Αυτή η κατηγορία δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που υπόκεινται σε συχνές μεταβολές του εφελκυστικού φορτίου. Εξαιρέση όμως αποτελεί η σχεδίαση τους, για συνήθη φορτία ανέμου.

Κατηγορία E: Με προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 και 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιξη. Οι απαιτούμενοι έλεγχοι των παραπάνω κατηγοριών για μεμονωμένους κοχλίες, συνοψίζονται και παρουσιάζονται αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες:

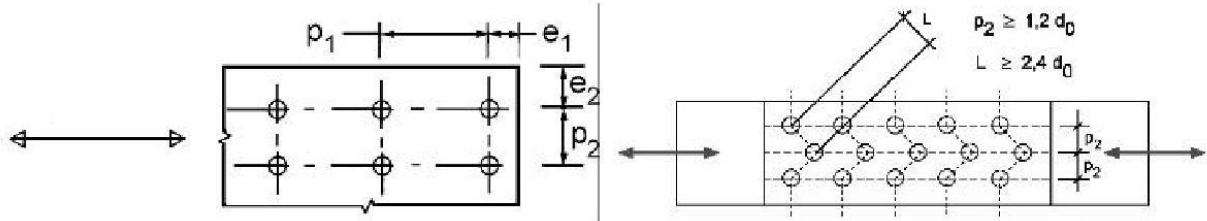
Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A Αντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση
	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Κοχλίες 4.6 έως 10.9
B Ανθεκτικές σε ολίσθηση στην ΟΚΛ	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	Προεντεταμένοι κοχλίες 8.8 έως 10.9
	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$	
	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	
C Ανθεκτικές σε ολίσθηση στην ΟΚΑ	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες 8.8 έως 10.9
	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	
	$F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	$N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D χωρίς προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση
	$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Κοχλίες από 4.6 έως 10.9 $B_{p,Rd}$ βλέπε πιν. 3.4
E με προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες 8.8 έως 10.9
	$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	
Η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $F_{t,Ed}$ πρέπει να περιλαμβάνει κάθε δύναμη οφειλόμενη σε δράσεις επαφής		

Πίνακας 4.6. Έλεγχοι για μεμονωμένους κοχλίες

Μηχανισμός Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}}$ <p>-όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία $a_v=0.6$, για κοχλίες 4.6,5.6,8.8 και $a_v=0.5$ για κοχλίες 4.8,5.8,6.8,10.9</p> <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία τότε $a_v=0.6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ur} * A_o}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας 1) 2) 3)	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d_t}{\gamma_{M2}}$ όπου $a_b = \min\{ a_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\}$ Κατά τη δνση μεταφοράς του φορτίου: για τελευταία σειρά κοχλιών $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες $a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ για πλευρικά ακραίους κοχλίες $k_1 = \min\{2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5\}$ για εσωτερικούς κοχλίες $k_1 = \min\{1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\}$	
Αντοχή σε εφελκυσμό 2)	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}}$, όπου: $k_2 = 0,63$ για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής $k_2 = 0,9$	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_o}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{M2}$	Δεν απαιτείται έλεγχος
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} \leq 1$	
1)	Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλιών - Σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές - Σε επιμήκεις οπές είναι το 60 % της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές	
2)	Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής : -η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ πρέπει να υπολογίζεται με βάση πάχος ελάσματος ίσο με το πλάτος του συνδεόμενου ελάσματος μείον το μισό της βύθισης	
3)	Όταν το φορτίο σε ένα κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή	

Πίνακας 4.7. Έλεγχοι αναλυτικά για μεμονωμένους κοχλίες

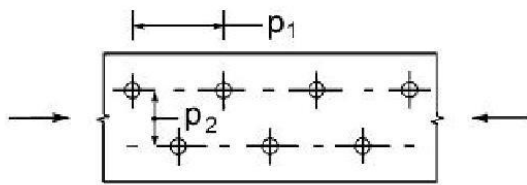
ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ



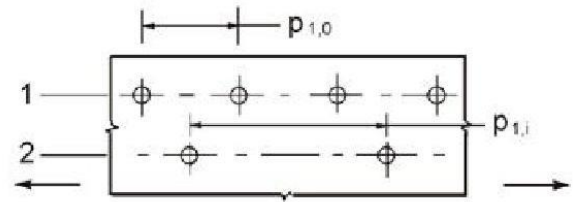
Μέσα σύνδεσης σε λοξή διάταξη

α) Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης

β) Σύμβολα για τις αποστάσεις σε λοξή διάταξη



$p_1 \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_2 \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$

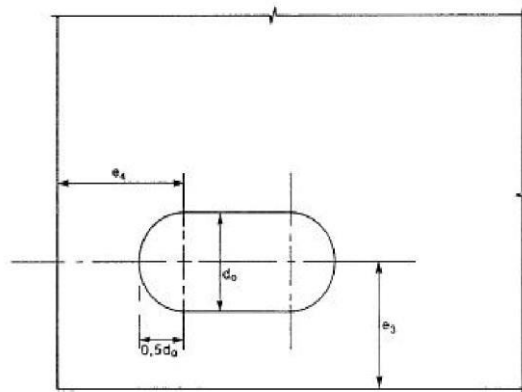


$p_{1,0} \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_{1,i} \leq 28 t$ και $\leq 400 \text{ mm}$

1 εξωτερική γραμμή 2 εσωτερική γραμμή

γ) Αποστάσεις σε λοξή διάταξη – θλίψη

δ) Αποστάσεις σε εφελκόμενα στοιχεία



ε) Αποστάσεις από τα άκρα για επιμήκεις οπές

Εικόνα 4.6. Αποστάσεις κοχλίων

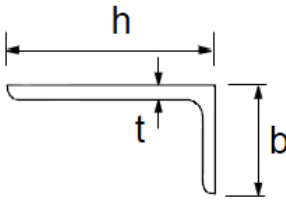
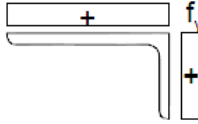
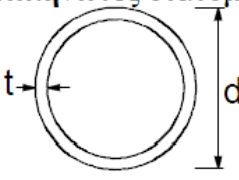
Προεξέχοντα πέλματα						
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Πίνακας 4.8. Επιλογή κατηγορίας πέλματος διατομής

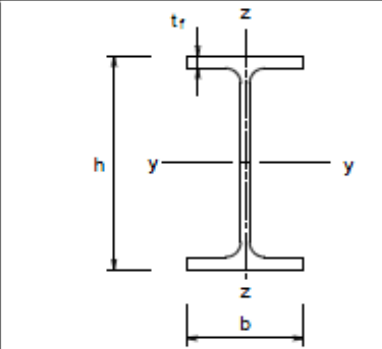
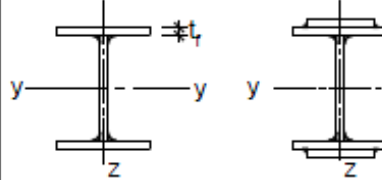
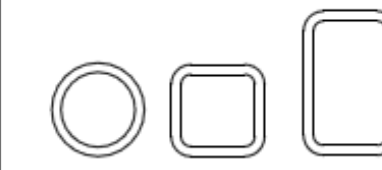
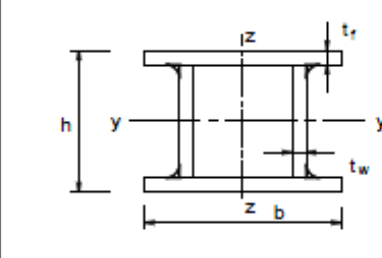
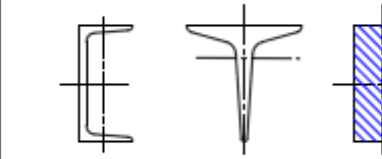

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.9. Επιλογή κατηγορίας κορμού διατομής

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p>Γωνιακά</p> 		<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 4.10. Επιλογή κατηγορίας σωληνωτής διατομής

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
 <p>Ελατές διατομές</p>	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a
			z-z	a ₀
	$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	b
			z-z	a
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	
		z-z	a	
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d	
		z-z	c	
 <p>Συγκολλητές I-διατομές</p>	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	z-z	c	
 <p>Κοίλες Διατομές</p>	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	a ₀	
 <p>Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές</p>	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	b	
 <p>U-, T- και συμπαγείς διατομές</p>		Κάθε	c	
 <p>L-διατομές</p>		Κάθε	c	

Πίνακας 4.11. Επιλογή καμπύλης λυγισμού

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5.0 Ανάλυση Κτιρίου με το FESPA 10

5.1 Συνοπτική Παρουσίαση του FESPA

Το πρόγραμμα Fespa παρέχει την δυνατότητα ανάλυσης και διαστασιολόγησης μεταλλικών ή σύμμεικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα. Το Fespa Μεταλλικά μπορεί να λειτουργήσει ως είτε ως αυτόνομο πρόγραμμα (**Stand Alone**) είτε σε συνεργασία με το Fespa Σκυρόδεμα.

- Το περιβάλλον εισαγωγής και επεξεργασίας στοιχείων από σκυρόδεμα ή χάλυβα είναι ενιαίο, το ίδιο και η διαστασιολόγηση, ενώ η παρουσίαση των αποτελεσμάτων γίνεται στο ίδιο τεύχος. Ο μεταλλικός φορέας υπολογίζεται μαζί με την θεμελίωση, η οποία μπορεί να υλοποιείται με πέλδιλα, πεδιλοδοκούς, συνδετήριες, ενώ υπάρχει και η δυνατότητα συνεργασίας με το πρόγραμμα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων ferla.
- Στο στατικό πρόγραμμα Fespa Μεταλλικά καλύπτονται όλοι οι έλεγχοι του EC3 στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Σε πολυώροφα κτίρια πραγματοποιείται, επίσης, ολοκληρωμένος αντισεισμικός υπολογισμός βάσει του ΕΑΚ και Ευρωκώδικα 8.
- Στο Fespa για μεταλλικές κατασκευές τα μέλη διακρίνονται βάσει της σκοπούμενης λειτουργίας τους σε π.χ. στοιχεία πλαισίου, τεγίδες θερμής ή ψυχρής έλασης, σύνδεσμοι Χ ή V/Λ, σεισμικοί σύνδεσμοι, ράβδοι δικτυώματος κ.α. Στο κάθε είδος αποδίδονται αυτόματα συγκεκριμένα στατικά χαρακτηριστικά π.χ. ελαστικές αρθρώσεις, αλλά και συγκεκριμένο πλαίσιο ελέγχων σύμφωνα με EC3 και EC8, π.χ. στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, πλαστιμότητα κλπ.)
- Υπάρχει δυνατότητα επιλογής διατομής από πολύ μεγάλη βιβλιοθήκη, η οποία καλύπτει πρακτικά όλες τις διατομές που χρησιμοποιούνται σε Ελλάδα και Ευρώπη (I, H, L, U, T, κοίλες κ.α.), ενώ υποστηρίζονται και λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης.
- Δυνατότητα επιλογής μεταλλικών διατομών από πίνακα με οικογένειες (κατηγορία διατομής = IPE, HEB, HEA) και καθορισμός παραμέτρου διάστασης (όνομα διατομής = 180, 200, 240, κλπ). Δυνατότητα περιγραφής συγκολλητής διατομής.
- Δυνατότητα επιλογής είδους μέλους με ειδικά στατικά χαρακτηριστικά το οποίο υπόκειται σε συγκεκριμένους ελέγχους (π.χ. ελκυστήρες, έκκεντροι και κεντρικοί αντισεισμικοί σύνδεσμοι, τεγίδες, δοκοί σύζευξης). Ανάλογα με το είδος καθορίζονται αυτόματα τα στατικά

χαρακτηριστικά της δοκού αρθρώσεις, μήκη λυγισμού, μήκη για υπολογισμό βελών αλλά και κανόνες σύμφωνα με τους οποίους θα ελεγχθεί (π.χ. Στρεπτοκαμτικός λυγισμός κλπ).

- Εισαγωγή χιαστί συνδέσμων
 - Γρήγορη κατασκευή του μοντέλου
 - Εισαγωγή δοκού μεταξύ ορόφων. Εισαγωγή-επιλογή κεκλιμένης δοκού που βρίσκεται στην ίδια θέση της κάτοψης με οριζόντια δοκό. Η έξυπνη εισαγωγή κεκλιμένης δοκού αντιλαμβάνεται και ενδιάμεσους κόμβους που βρίσκονται εντός δεδομένης υψομετρικής διαφοράς.
 - Μαζική αλλαγή διατομών ανά είδος μέλους. Για γρήγορη αλλαγή των διατομών δοκών και υποστυλωμάτων ανά όροφο ή σε όλο το κτίριο.
 - Παραγωγές φορέων με ανιγραφές σε κατακόρυφο και οριζόντιο επίπεδο.
 - Έλεγχος δεδομένων και συνδυασμοί δράσεων
 - Έλεγχος δεδομένων του φορέα
 - Πίνακας συνδυασμών δράσεων
-
- Το υποσύστημα έχει παραμέτρους για εισαγωγή κατανεμημένων και συγκεντρωμένων φορτίων (για τον κόμβο του άνω άκρου τους).
 - Γραμμικά φορτία μελών και συγκεντρωμένα φορτία σε κόμβους, σε τοπικό και γενικό σύστημα συντεταγμένων.
 - Αυτόματη παραγωγή δράσεων ανεμοπίεσης και ατελειών του χωρικού πλαισίου.
 - Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί
- **Ευρωκώδικας 3** – Υπολογισμός Κατασκευών από Χάλυβα ENV 1993-1-1/1992.
 - Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός – έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184β – 20 Δεκεμβρίου 1999.
 - Διόρθωση λαθών στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό(ΕΑΚ-2000), ΦΕΚ 423β – 12 Απριλίου 2001.
 - Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 781β – 18 Ιουνίου 2003.
 - Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000 λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας, ΦΕΚ 1154β – 12 Αυγούστου 2003

- Άλλοι Σχετικοί Κανονισμοί και Διατάξεις
- **Ευρωκώδικας 1** – Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές ENV 1991-1-1-1994.
- Ελληνικός κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ-2000, ΦΕΚ 1329β – 6 Νοεμβρίου 2000.
- Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 97, ΦΕΚ 315/Β/17-4-97
- .
- Έλεγχοι μελών από δομικό χάλυβα – Σύνοψη των ελέγχων κατά EC3
-
- Κατηγοριοποίηση διατομής
- Πριν τη διενέργεια οποιουδήποτε ελέγχου, καθορίζεται από το πρόγραμμα η κατηγορία της διατομής {§5.3.2 EC-3} και Πίνακας1, ΕΑΚ2000.
- Εφελκούμενα μέλη
- Τα εφελκούμενα μέλη ελέγχονται σε εφελκυσμό {§5.4.3 EC-3}.
- Θλιβόμενα μέλη
- Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται σε αξονική θλίψη {§5.4.4 EC-3} και σε λυγισμό {§5.5.1 EC-3}.
- Κυρίως καμπτόμενα μέλη (Δοκοί)
- Τα μέλη που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχονται σε εφελκυσμό {§5.4.3 EC-3}, υπό αξονική θλίψη {§5.4.4 EC-3}, σε λυγισμό {§5.5.1 EC-3}, και σε ροπή κάμψης {§5.4.5 EC-3}, μονοαξονική ή διαξονική, με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης {§5.4.8 EC-3}. Η ταυτόχρονη παρουσία της τέμνουσας δύναμης λαμβάνεται υπόψιν με την απομείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης όπως ορίζεται στην {§5.4.7 EC-3}. Στην περίπτωση μίας μη πλευρικά εξασφαλισμένης δοκού γίνεται ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό δοκών {§5.5.2 EC-3}. Τέλος όπου απαιτείται γίνεται ο έλεγχος σε διατμητικό λυγισμό {§5.6 EC-3}.
- Κυρίως θλιβόμενα μέλη (Υποστυλώματα)
- Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής ελέγχονται σε κάμψη και αξονική δύναμη {§5.4.8 EC-3}, κάμψη και αξονικό εφελκυσμό {§5.5.3 EC-3}, κάμψη και αξονική θλίψη {§5.5.4 EC-3}. Εφαρμόζονται τα κατάλληλα κριτήρια που ισχύουν για τα κυρίως καμπτόμενα μέλη, τα εφελκούμενα και τα θλιβόμενα μέλη.

- Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων / Αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα
- Τα δομικά μέλη ελέγχονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζεται ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Για κάθε δράση ή συνδυασμό δράσεων, το Fespa κάνει μια σειρά ελέγχων σε κάθε μέλος από δομικό χάλυβα, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο παράρτημα Γ του ΕΑΚ 2000.
- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας – Παραμορφώσεις
- Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί) του φορέα, καθώς και τα στοιχεία εκείνα που φέρουν την επικάλυψη του φορέα (τεγίδες στις στέγες). Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, το οποίο μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου πρέπει να είναι σύμφωνος με τα όρια τα οποία συμφωνήθηκαν μεταξύ του πελάτη, του μελετητή, και της αρμόδιας αρχής.
- Τα όρια αυτά πρέπει να είναι σύμφωνα με αυτά της {§4.2.2(2) EC-3}. Ο έλεγχος γίνεται για όλες τις κατάλληλες φορτίσεις και τους συνδυασμούς αυτών που έχει εισάγει ο χρήστης.
- Στα υποστυλώματα το οριζόντιο βέλος κάμψης πρέπει να ικανοποιεί τον λόγο «H/300» σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.1, § 4.2.2(4)
- Πρόγραμμα μεταλλικών συνδέσεων – Γενικά
- Το πρόγραμμα χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των συνδέσεων μελών από δομικό χάλυβα. Εφαρμόζει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 / prEN 1993-1-8 : 2003 / Μέρος 1.8 : Σχεδιασμός κόμβων (Ελληνική έκδοση 5 Μαΐου 2003).
- Το πρόγραμμα μεταλλικών συνδέσεων μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε αυτόνομα είτε σε συνεργασία με το στατικό πρόγραμμα Fespa.
-
- Χρησιμοποιεί τη μέθοδο των συστατικών μερών του Ευρωκώδικα 3. Σύμφωνα με αυτή, ο κόμβος εξετάζεται ως ενιαίο σύνολο το οποίο απαρτίζεται από επιμέρους συστατικά μέρη. Ο υπολογισμός της συνολικής αντοχής του γίνεται βάσει πλαστικής ανάλυσης όλων των στοιχείων που απαρτίζουν τον κόμβο.
- Προτείνει για κάθε συνδυασμό (δοκού-στύλου, δοκού-δοκού,στύλου-βάσης) τις βέλτιστες τιμές για αριθμό και θέσεις κοχλιών, για το πάχος μετωπικής πλάκας κ.λ.π.
- Αυτοματισμοί για την ενίσχυση του κόμβου και τη γρήγορη επίλυση του.

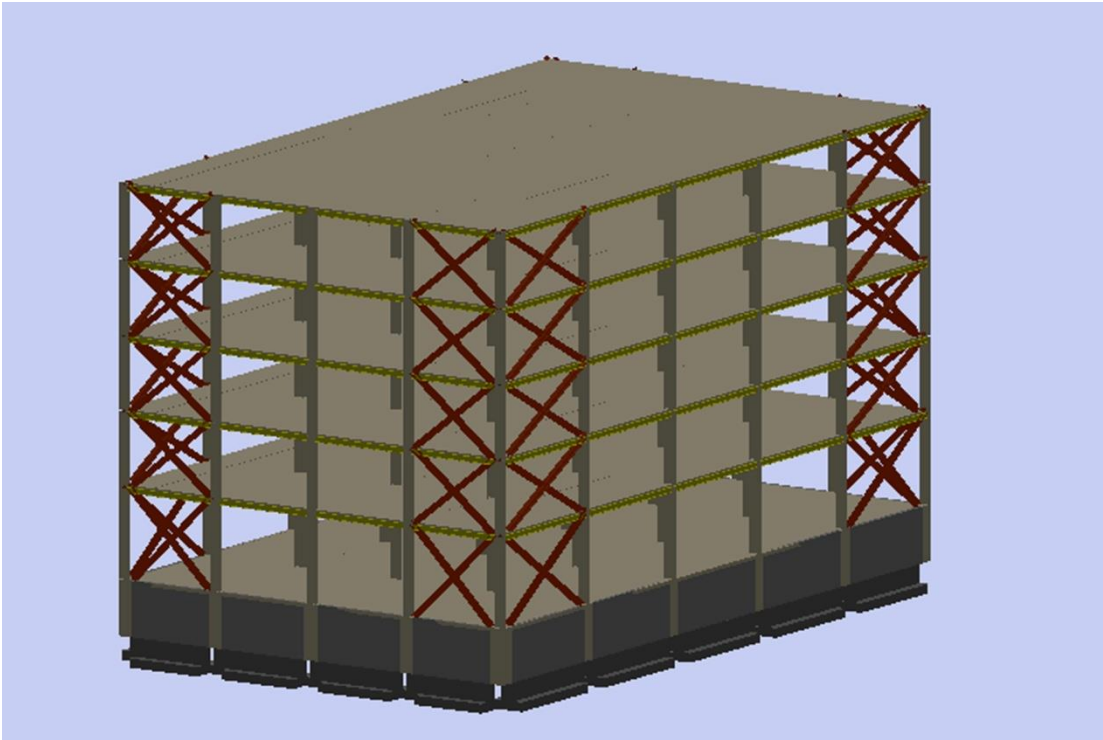
- Επέμβαση σε όλες τις τιμές των μεταβλητών σε μη αυτόματη λειτουργία.
- Σχεδιασμός των λεπτομερειών σε οποιαδήποτε κλίμακα.

5.2 Προσομοίωση Φορέα

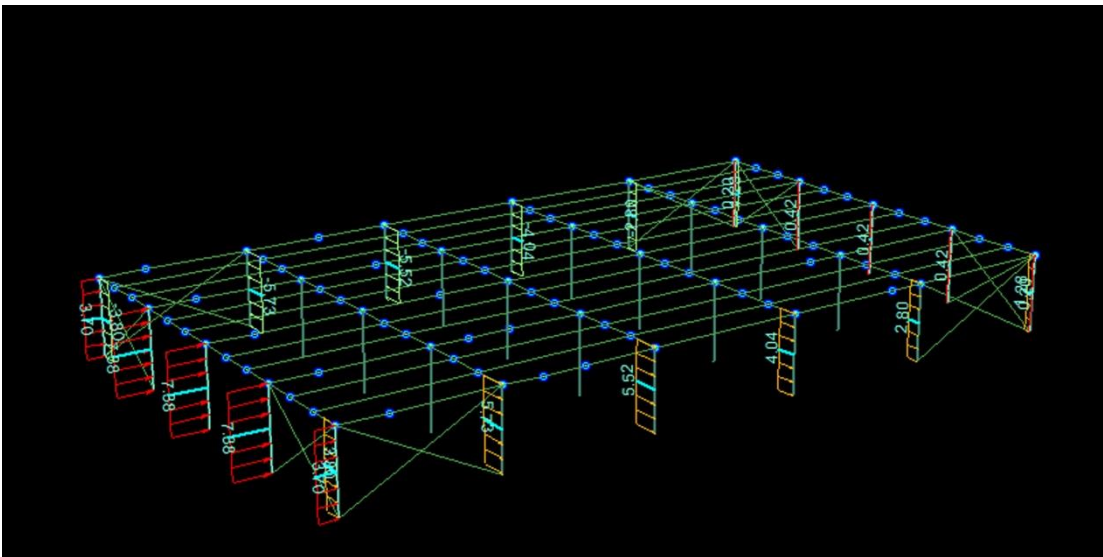
- Αρχικά επιλύεται ο ξυλότυπος οροφής υπογείου
- Εν συνεχεία δημιουργείται κανάβος x-y κέντρου βάρους υποστυλωμάτων
- Επιλέγεται διατομή υποστυλωμάτων (80 * 80) και τοποθετούνται στα σημεία τομής του κανάβου
- Επιλέγονται διαστάσεις δοκού (30*60) και τοποθετούνται από στύλο σε στύλο (σύνολο 11 σειρές δοκών)
- Δημιουργείται πλάκα σκυροδέματος (κλικ ανά στύλο και κυκλικά) και επιλέγεται πάχος πλάκας 20 cm
- Τοποθετούνται τα φορτία πλάκας (μόνιμα και κινητά)(το I.B. υπολογίζεται από το πρόγραμμα)
- Τοποθετούνται τα γραμμικά φορτία στις δοκούς(υαλοπίνακες 5 KN/m)
- Επιλέγεται η εντολή «προσαρμογή δοκών», ώστε να δημιουργηθεί η συνδεσμολογία πλακών με δοκούς και δοκών με υποστυλώματα καθώς και η μεταβίβαση των φορτίων των πλακών
- Επιλέγεται ύψος ορόφου $h=3\text{m}$ και επιλέγω εντολή «παραγωγή ορόφων».
- Ελέγχονται ύψη και διορθώνονται αναλόγως.
- Στο αρχικό προσομοίωμα του φορέα κύρια έμφαση δόθηκε στη μεταβίβαση των φορτίων στις κύριες δοκούς και στα υποστυλώματα. Δε θεωρήθηκε ότι το μοντέλο διαφέρει πολύ από την πρακτική του πραγματικού προσομοιώματος διότι οι δευτερεύουσες δοκοί των ορόφων εδράζονται επί των κυρίων.
- Επιλέγεται σιδηροδιατομή κυρίων δοκών
- Αντικαθίστανται οι δοκοί από μπετόν με τις μεταλλικές κύριες δοκούς
- Διαγράφονται όλες οι πλάκες από μπετόν
- Επιλέγεται διατομή δευτερεύουσας δοκού και τοποθετούνται
- Επιλέγεται νέο πάχος πλάκας από μπετόν (μικρότερου ανοίγματος πλέον και νέου $h=10\text{ cm}$)
- Τοποθετούνται τα φορτία στις πλάκες (μόνιμα και κινητά)

- Ακολουθώς σε κάθε όροφο επιλέγεται η εντολή « προσαρμογή δοκών»
- Εν συνεχεία έχουν υπολογισθεί τα φορτία ανέμου κατά δνση και κατά Ευρωκώδικα 1 και τοποθετούνται στους κόμβους και τα μέλη που επηρεάζονται
- Επιλέγονται σεισμικά χαρακτηριστικά δεδομένων, παράμετρος υπολογισμού φάσματος απόκρισης σεισμού κατά EC8, ποιότητα χάλυβα καθώς και επιτρεπόμενη τάση εδάφους.
- Το νέο προσομοίωμα του φορέα επιλύει τις πλάκες με μικρότερο πάχος ως αμφιέρειστες συνεχείς, τις δευτερεύουσες, κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα.
- Εν συνεχεία από το δάπεδο του ισογείου επιλέγεται η εντολή δημιουργίας θεμελίωσης με εσχάρα πεδילוδοκών . Η θεμελίωση διαστασιοποιείται από Ω.Σ. και για αυτό δεν αναφέρεται στους ξυλοτύπους.
- Δίνεται εντολή για επίλυση
- Ελέγχεται η αποδεκτικότητα των αποτελεσμάτων
- Μόρφωση σχεδίων

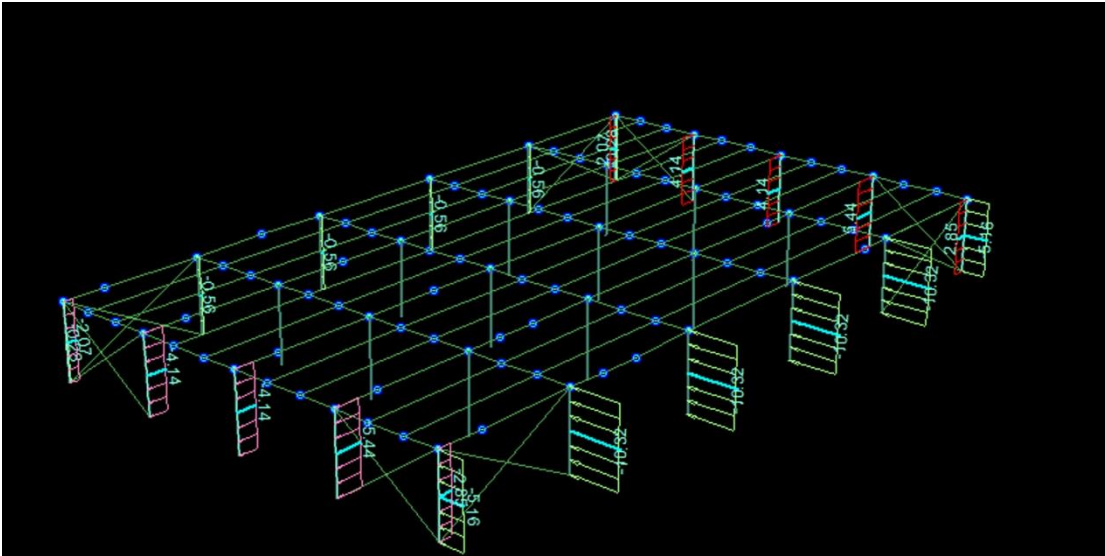
Παρακάτω ενδεικτικά απεικονίζεται ο φορέας λόγω επίδρασης ανέμου και χιονιού :



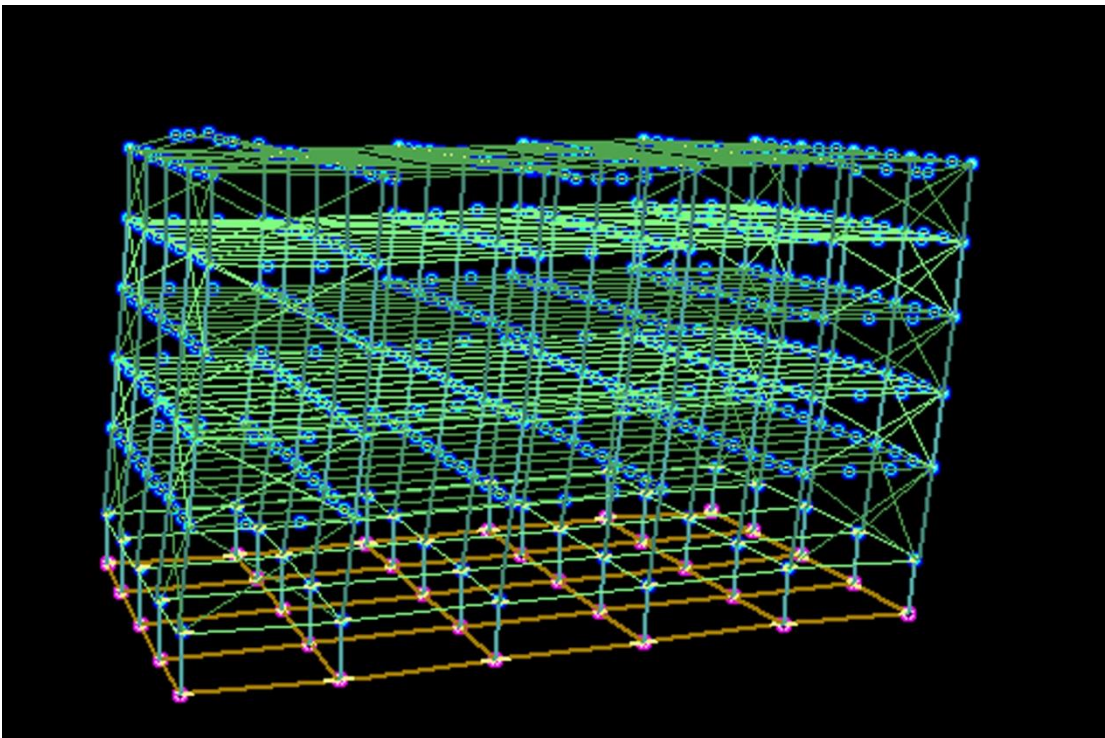
Εικόνα 5.1 Προοπτικό φορέα



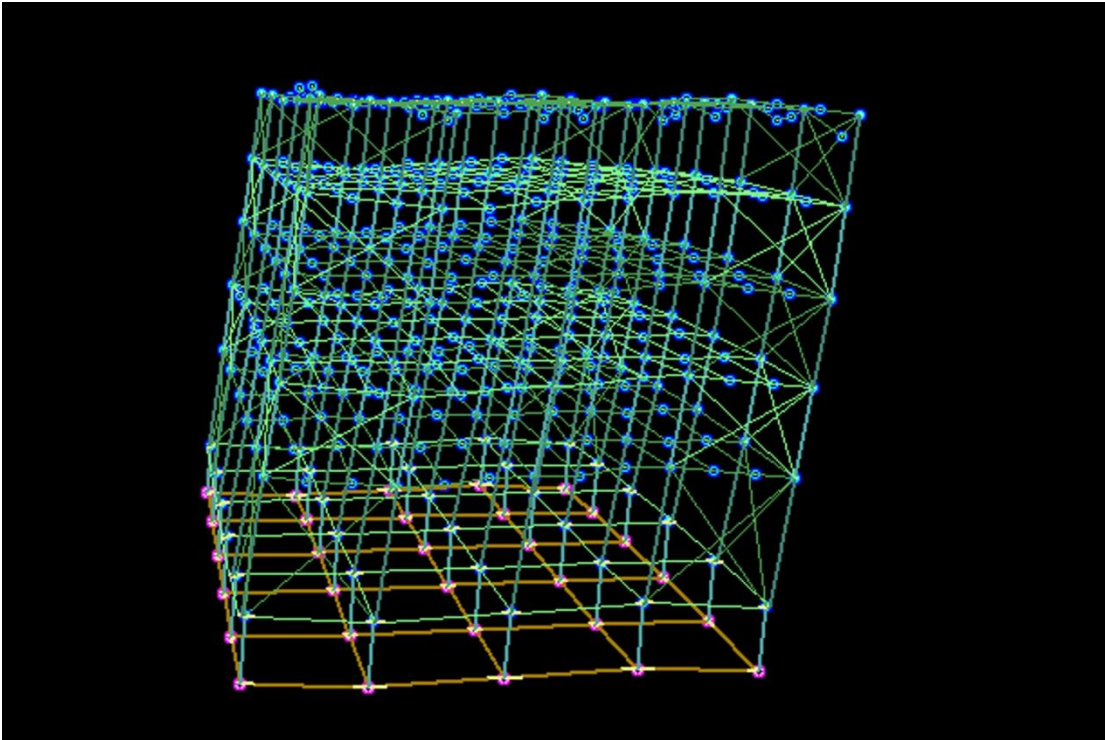
Εικόνα 5.2 Επίδραση ανέμου σε τυπικό όροφο της κατασκευής κατά δνση χ



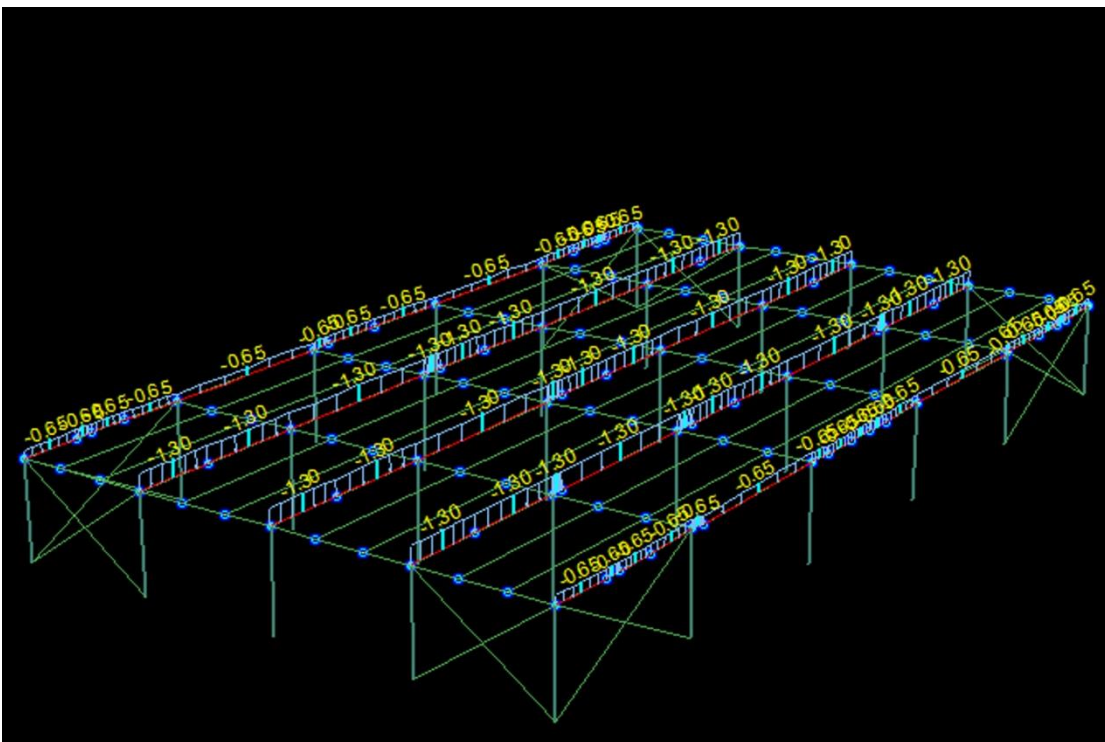
Εικόνα 5.3 Επίδραση ανέμου σε τυπικό όροφο της κατασκευής κατά δνση z



Εικόνα 5.4 Μετατόπιση φορέα λόγω επίδρασης ανέμου κατά δνση x



Εικόνα 5.5 Μετατόπιση φορέα λόγω επίδρασης ανέμου κατά δ νση z



Εικόνα 5.6 Επίδραση χιονιού στην κατασκευή

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6.0 Τελική Διαμόρφωση Φορέα και Έλεγχος

Από διαδοχικές επαναληπτικές διαδικασίες analysis και design, το πρόγραμμα θα προσπαθήσει να δώσει τις βέλτιστες διατομές για τον φορέα. Ο αρχικός φορέας όπως ήταν λογικό από την αρχή δεν θα μπορέσει σε πολλά στοιχεία να βρει διατομές που να επαρκούν, λόγω των μεγάλων εντατικών μεγεθών που δημιουργούνται από την στατική επίλυση. Στόχος είναι το κτίριο να κατασκευαστεί με την ελάχιστη μονομελή διατομή και καταλήξαμε στην ΗΕΜ 500. Τα αποτελέσματα του προγράμματος έδειξαν ότι αυτή η διατομή δεν επαρκεί.

Έτσι λοιπόν οι παράμετροι που θα διαμορφώσουν τον τελικό φορέα είναι οι εξής:

- ✓ Να αναδιαμορφωθεί ο φορέας με τέτοιο τρόπο ώστε να ελαττωθούν τα εντατικά μεγέθη
- ✓ Με τις επιλεγείσες διατομές ο φορέας να κρίνεται επαρκής έναντι όλων των ελέγχων σε ΟΚΑ και ΟΚΛ.
- ✓ Οι πραγματοποιούμενες μετακινήσεις και στροφές να κρίνονται επαρκείς με βάση τις απαιτήσεις των ΟΚΛ.

Για αυτό η λύση που δόθηκε είναι να χρησιμοποιηθεί σταυροειδής διατομή κατασκευασμένη από την συγκόληση των διατομών ΗΕΜ 500 και ΗΕΒ 400.

6.1 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Μετά από πολλές και χρονοβόρες δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, αναδιαμορφώθηκε ο φορέας και πήρε την τελική του μορφή. Η τελική διαμόρφωση του φορέα περνάει όλους τους ελέγχους ΟΚΑ για όλα τα μέλη της και κρίνεται επαρκής έναντι όλων των ελέγχων.

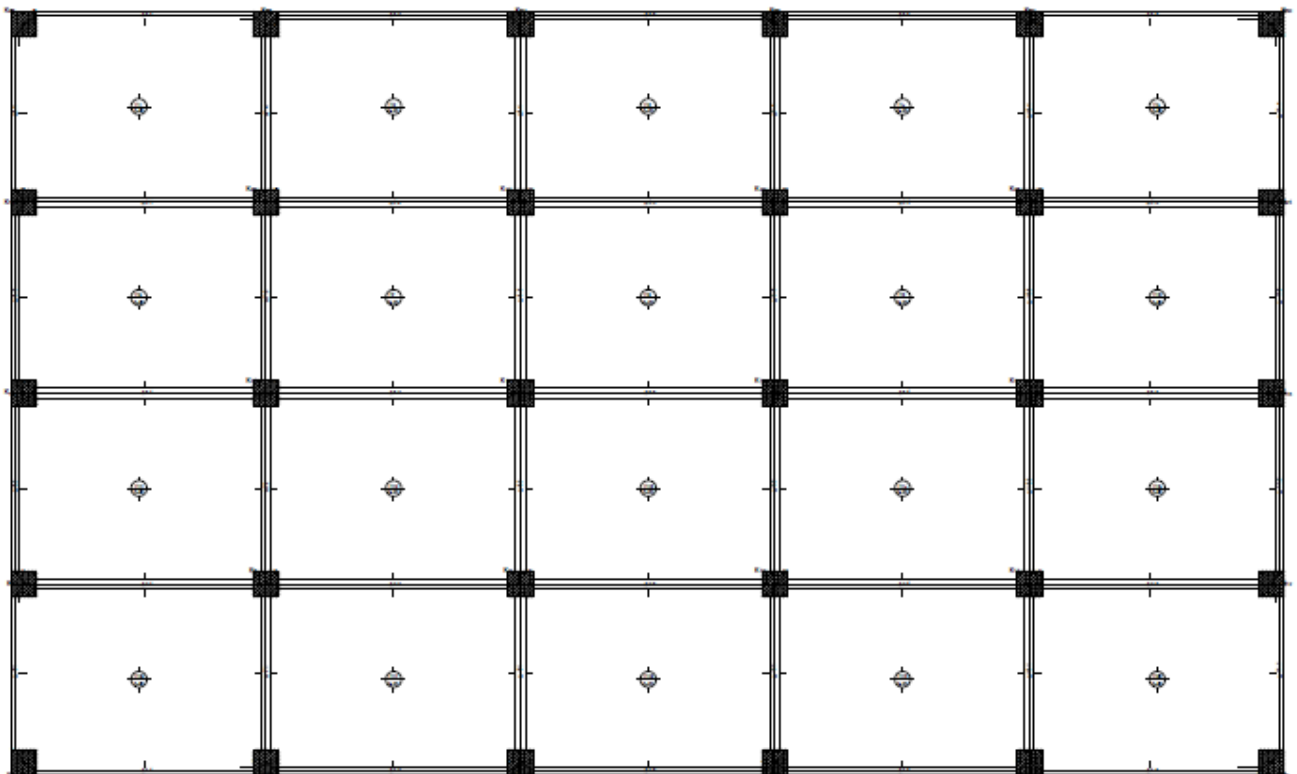
Επιλέχτηκε η τελική μορφή του φορέα ταυτόχρονα βέβαια με την διαστασιολόγηση του, κάνοντας διαδοχικές analysis και design επαναλήψεις.

Οι τελικά επιλεγείσες διατομές είναι αυτές για τις οποίες:

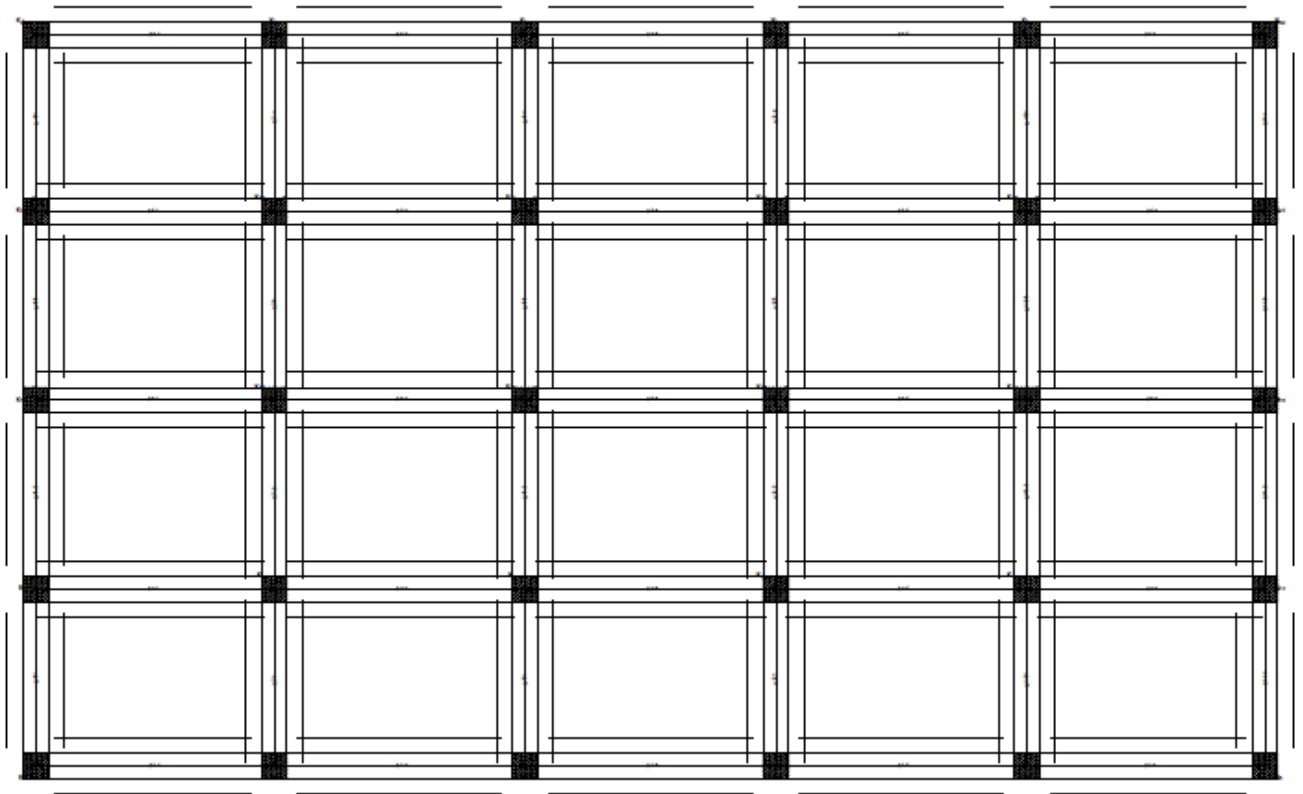
- Ο φορέας είναι επαρκής έναντι και των δύο μορφών
- Μεταβιβάσεις φορτίων στις δοκούς και στα υποστυλώματα

- Μοντέλο με κύριες και δευτερεύουσες δοκούς , απλά εδραζόμενες πλάκες
Και έναντι όλων των ελέγχων σε ΟΚΑ και ΟΚΛ.
- Οι διατομές που επιλέχθηκαν να μπορούν να είναι πρακτικά υλοποιήσιμες
- Κύρια έμφαση δόθηκε στις συνδέσεις δοκών με δοκούς και δοκών με υποστυλώματα
- Ομαδοποίηση χρησιμοποιούμενων διατομών ανά κατηγορία και μορφή ώστε να αποφευχθούν λειτουργικά προβλήματα

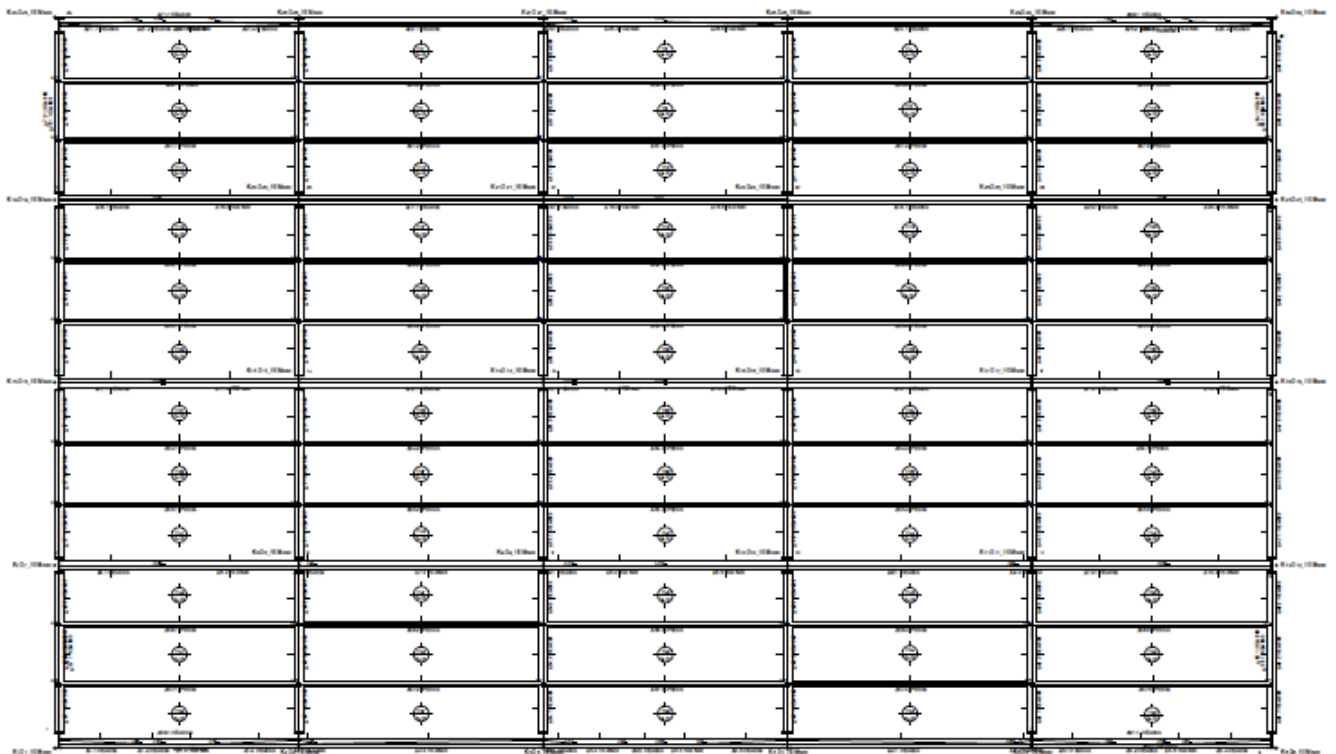
Παρακάτω φαίνονται σχέδια από τον τελικό φορέα καθώς επίσης και κατόψεις τυπικού ορόφου , υπογείου και θεμελίωσης κ



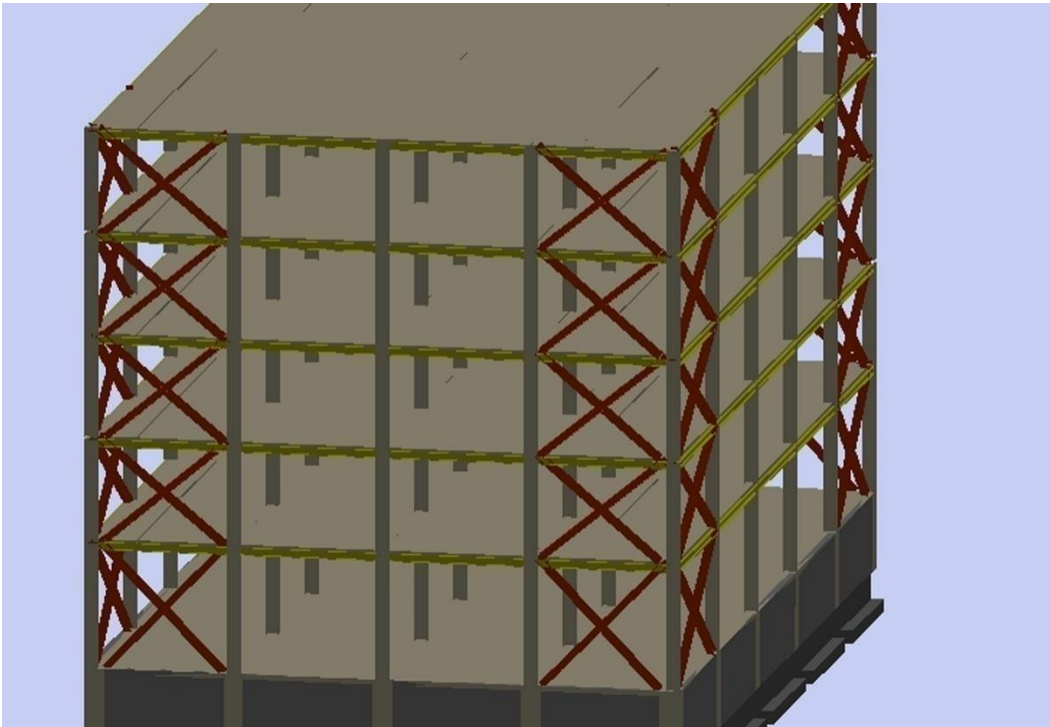
Μοντέλο οροφής υπογείου



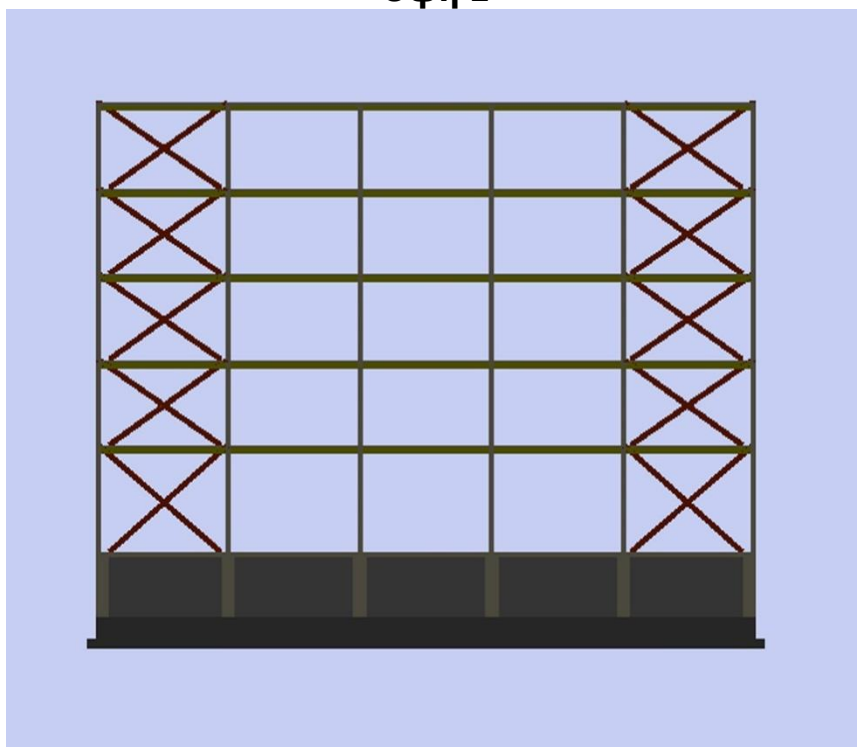
Μοντέλο θεμελίωσης



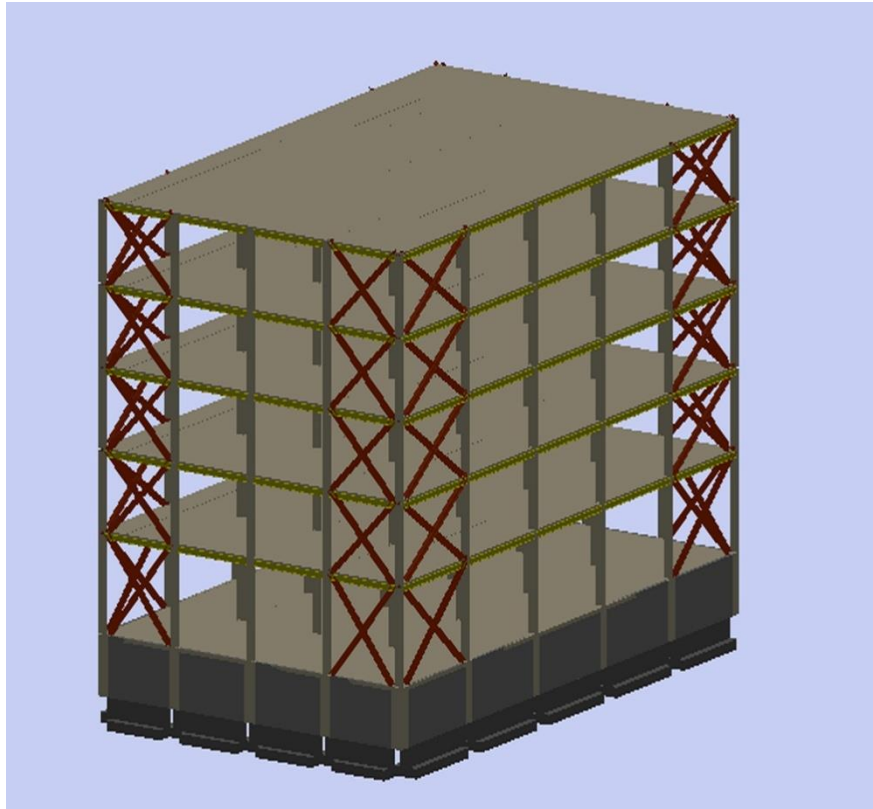
Μοντέλο τυπικού ορόφου



Όψη 1



Όψη 2



Προοπτικό κτιρίου

6.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Εκτός από τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασικοί είναι και οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι οποίοι ασχολούνται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετατοπίσεις, όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με την ακαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Με την τάση προς μεγαλύτερα ανοίγματα και με χρήση χαλύβων μεγαλύτερης αντοχής, ο έλεγχος των μετατοπίσεων έχει γίνει περισσότερο σημαντικός τα τελευταία χρόνια.

Ακολούθησε έλεγχος πραγματοποιούμενων βελών κάμψης σε σχέση με τα επιτρεπόμενα. Τα επιτρεπόμενα όρια ορίσθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τα ψαθυρά στοιχεία της κατασκευής όπως π.χ. υαλοπίνακες, και με βάση τις ελαστικές ιδιότητες εκείνων ορίσθηκαν οι τιμές επιτρεπόμενων βελών.

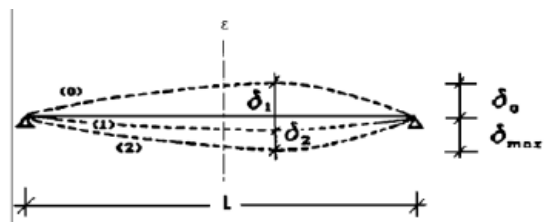
Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα

όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για δάπεδα. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επιμέρους συνιστώσες ως εξής:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0, \text{ όπου:}$$

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) στην αφόρτιστη κατάσταση



Συνθήκες	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το δ_{max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Πίνακας 6.2. Όρια βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων στο κτίριο αυτό θα θεωρηθεί ότι:

$$\delta \leq L/250$$

Ελέγχουμε εάν τα μέλη που ελέγξαμε σε οριακή κατάσταση αστοχίας στις αντίστοιχες οριακής καταστάσεις σε λειτουργικότητα (υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας με τους συνδυασμούς λειτουργικότητας ΟΚΛ).

Βρίσκεται αρχικά το μεγαλύτερο βέλος της δυσμενέστερης δοκού και συγκρίνεται με το δ_{max} .

6.3 Ικανοτικός Έλεγχος

Δεν απαιτήθηκε να εκτελεστεί ικανοτικός έλεγχος στην παρούσα μελέτη διότι από τα δεδομένα αυτής και για τους υπολογισμούς λήφθηκε συντελεστής συμπεριφοράς **$q= 1.5$**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

7.0 Συνδέσεις

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής, αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν την δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτήν των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται επίσης κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσω υψηλής ειδίκευσης. Επίσης, θα πρέπει να παρέχουν την δυνατότητα επιθεώρησης κατά την διάρκεια της κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο συνδέσεις, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα: κοχλίες, ήλοι, πείροι κτλ
- Συγκολλήσεις: εσωραφές και εξωραφές

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται αποκλειστικά στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από την από την διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές

πλάκες, με εγκάρσια συγκόλληση στο πέλμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Τα παραπάνω αποτελούν μόνο παραδείγματα συνδέσεων, δεδομένου ότι υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία διαμόρφωσης κόμβων για τις διάφορες περιπτώσεις.

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, την ακαμψία και στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται **πλήρους ή μερικής αντοχής**, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από την ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως **αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι**. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με την βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Η εκλογή των μέσων σύνδεσης επιλέχθηκε βάση των εξής κριτηρίων:

- Συνδέσεις με χαμηλό βαθμό ευαισθησίας σε κατασκευαστικές ατέλειες
- Συνδέσεις που δεν απαιτούν εξιδείκευση για την πραγματοποίησή τους
- Συνδέσεις που πραγματοποιούνται ταυτόχρονα σε πολλές θέσεις του φορέα κατά τη φάση της κατασκευής
- Συνδέσεις με βέλτιστη οικονομοτεχνική απόδοση

Έτσι τελικώς επιλέχθηκε η σύνδεση δοκού με δοκό και δοκού με υποστύλωμα να είναι κοχλιωτή με μετωπική πλάκα.

Στη παρούσα διπλωματική εργασία και στο παρόν κεφάλαιο θα μελετηθούν οι εξής δυσμενέστερες συνδέσεις:

- Σύνδεση υποστυλώματος με δοκό (**HEM 500 – HEA 300**, πρώτη πλευρά σταυροειδούς διατομής)
- Σύνδεση υποστυλώματος με δοκό (**HEB 400 – HEA 300**, δεύτερη πλευρά σταυροειδούς διατομής)
- Έδραση υποστυλώματος (HEM 500 – HEB400)

7.1 Σύνδεση Δοκού ΗΕΑ300 με Στύλο ΗΕΜ500

Σύνδεση δοκού 43.3 (4) με το υποστύλωμα Κ 17 (4)

7.1.1 Παραδοχές μελέτης

Οι συνδέσεις ροπής δοκού - υποστυλώματος υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8. - Κεφ.6

Η έδραση υποστυλώματος σε πέδιλο από σκυρόδεμα υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8. - Κεφ.6

Οι συνδέσεις παραλαβής τέμνουσας δύναμης μεταξύ δοκού και υποστυλώματος καθώς και δοκού με δοκό υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8 - Κεφ.3

7.1.1.1 Σύνδεση ροπής μεταξύ δοκού και υποστυλώματος

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν συνδέσεις ροπής μεταξύ δοκού και υποστυλώματος. Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι παρακάτω τύποι σύνδεσης

- Κοχλιωτή σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα με μετωπική πλάκα.

α. Αντοχή σε ροπή

Η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν:

- Κορμός στύλου σε τέμνουσα.

Στην περίπτωση που ο κορμός ενισχύεται με πρόσθετο έλασμα ή με εγκάρσιες νευρώσεις τότε η επιφάνεια διάτμησης ή η αντοχή σε τέμνουσα προσαυξάνεται κατάλληλα.

- Κορμός στύλου σε θλίψη.

- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό.
- Πέλμα στύλου σε κάμψη.
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.
- Έλεγχος βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σαν ομάδες. Εξετάζονται οι 3 πιθανοί τρόποι αστοχίας

α. Αστοχία πέλματος του βραχέως T

β. Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος

γ. Αστοχία των κοχλιών.

- Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας.

Επιπλέον γίνεται έλεγχος των συγκολλήσεων της δοκού με την μετωπική πλάκα, σύμφωνα με όσα ορίζονται στο αντίστοιχο κεφάλαιο του EC-3.

Τελική αντοχή σύνδεσης σε ροπή: $M_{j,Rd} = \sum h_i \cdot F_{ti,Rd}$

όπου $F_{ti,Rd}$: η τελική εφελκυστική αντοχή της i σειράς κοχλιών. όπου h_i : η απόσταση της σειράς i από το κέντρο θλίψης.

β. Αντοχή σε τέμνουσα

Η αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει ύστερα από τους παρακάτω ελέγχους.

- Αντοχή των κοχλιών σε τέμνουσα.
- Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

Αρα η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης.

γ. Δυσκαμψία σύνδεσης

Προσδιορίζεται από την ευκαμψία των βασικών στοιχείων, μέσω του ελαστικού συντελεστή δυσκαμψίας k . Για την εύρεσή της χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση του EC-3:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \Sigma^1 / k_i}$$

Όπου :

k_i : ο συντελεστής δυσκαμψίας του βασικού στοιχείου i .

z : ο μοχλοβραχίονας.

μ : ο λόγος των δυσκαμψιών $\frac{S_{j,ini}}{S_j}$

- Ο Κόμβος θεωρείται άκαμπτος, αν $\frac{S_{j,ini}}{E \cdot I / L} \geq 25$
- Κόμβος θεωρείται ημιάκαμπτος, αν $0.5 \leq \frac{S_{j,ini}}{E \cdot I / L} \leq 25$
- Κόμβος θεωρείται ονομ. αρθρωτός, αν $\frac{S_{j,ini}}{E \cdot I / L} \leq 0.5$

ΓΙΑ ΒΑΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΧΥΟΥΝ ΤΑ ΕΞΗΣ:

- Ο Κόμβος θεωρείται άκαμπτος, αν $\frac{S_{j,ini}}{E \cdot I / L} \geq k_c$
- Κόμβος θεωρείται ημιάκαμπτος, αν $0.5 \leq \frac{S_{j,ini}}{E \cdot I / L} \leq k_c$
- Κόμβος θεωρείται ονομ. αρθρωτός, αν $\frac{S_{j,ini}}{E \cdot I / L} \leq 0.5$

Για βάσεις πλαισίων με σταθεροποιητικούς συνδέσμους

- $k_c = 0$ για $\lambda_0 < 0.5$
- $k_c = 7(2\lambda_0 - 1)$ για $0.5 < \lambda_0 < 3.93$
- $k_c = 48$ για $3.93 < \lambda_0$
- $\lambda_0 =$ ανηγμένη λυγηρότητα υποστυλώματος (αρθρωτά άκρα)

Για βάσεις πλαισίων χωρίς σταθεροποιητικούς συνδέσμους

- $k_c = 30$

Ειδικά για $\lambda_0 < 1.36$ και πλαίσια χωρίς σταθεροποιητικούς συνδέσμους:

$k_c = 12$ (Continuing Education in Structural Connections,

Q&A4.3, Πρόγραμμα Λεονάρντο ντα Βίντσι No. CZ/00/B/F/PP-13404, Χ.Κ.Μπανιώτοπουλος, Ζ.Σokol)

δ. Τυπολόγιο

Αντοχή σε τέμνουσα κορμού στύλου: $V_{Wp,Rd} = \left(\frac{0.90 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{wc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$

Αντοχή σε Θλίψη κορμού στύλου: $F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} \cdot K_{wc}}{\gamma_{m0}}$

Αντοχή σε εφελκυσμό κορμού στύλου: $F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} \cdot K_{wc}}{\gamma_{m0}}$

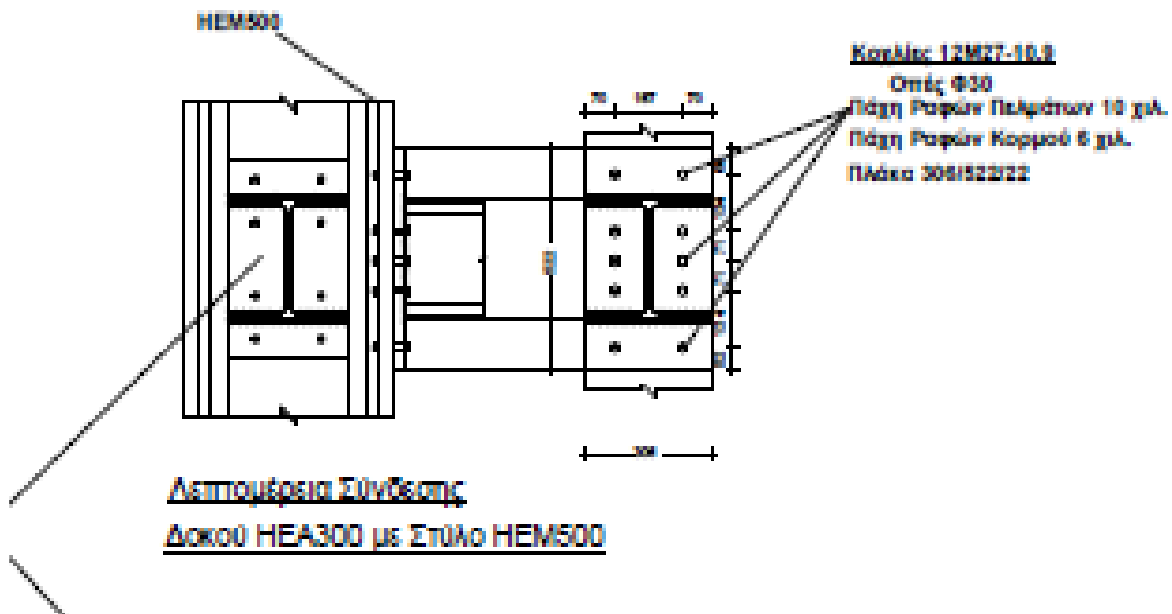
Αντοχή σε κάμψη πέλματος στύλου: $F_{fc,Rd} = \frac{b_{eff,b,fc} \cdot t_{fc} \cdot f_{y,Fb}}{\gamma_{m0}}$

Αντοχή σε Θλίψη πέλματος δοκού: $F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{(h - t_{Fb})}$

Αντοχή σε εφελκυσμό κορμού δοκού: $F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{m0}}$

Αντοχή σε τέμνουσα κοχλία: $F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$

ε.Σκαρίφημα σύνδεσης



7.1.2. Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

7.1.2.1 Δεδομένα σύνδεσης

α. Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEM 500
Υψος διατομής [h]	524,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	306,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	21,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	40,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

β. Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	HEA 300
Υψος διατομής [h]	290,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	14,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

γ. Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	306,00 mm
Υψος πλάκας	498,00 mm
Πάχος πλάκας	22,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	6,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	10,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

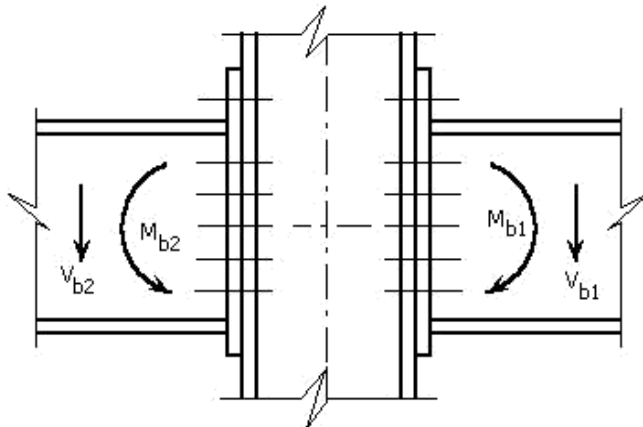
δ. Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	10.9
Εφελκυστική αντοχή [fu]	1000MPa
Όριο διαρροής [fy]	900MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M24
Διάμετρος κοχλία [D]	24,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	452,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	353,00 mm ²

7.1.3. Αντοχή/Δυσκαμψία ανά φόρτιση

- Έλεγχοι Αντοχής : $\frac{S_d}{R_d} \leq 1$
- Έλεγχος αντοχής σύνδεσης λόγω κάμψης: $m_j = \frac{M_{b1}}{M_{jRd}} \leq 1$
- Έλεγχος αντοχής σύνδεσης λόγω τέμνουσας: $v_j = \frac{V_{b1}}{V_{jRd}} \leq 1$
- Έλεγχος ορθής τάσης συγκόλλησης: $\sigma_{\omega} \leq \sigma_{\omega Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M2}}$
- Έλεγχος διατμητικής τάσης συγκόλλησης:

$$\tau_{\omega} \leq \tau_{\omega Rd} = \frac{f_y}{\beta \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}}$$



α.Εντατικά μεγέθη - Λόγοι εκμετάλλευσης αντοχών

Φόρτ.	Nc [kN]	Mc [kNm]	k,wc	Mb2 [kNm]	Mb1 [kNm]	β	Vb1 [kN]	Mj,Rd [kNm]	Vj,Rd [kN]	mj [/]	vj [/]
1	-513,40	-0,62	1,00	-115,09	-115,31	0,00	-90,70	-257,94	944,72	0,45	0,10
2	-205,21	-0,20	1,00	-47,67	-47,72	0,00	-37,40	-257,94	944,72	0,18	0,04
3	-1000,90	-1,14	1,00	-226,88	-227,25	0,00	-178,55	-257,94	944,72	0,88	0,19
4	-353,37	-111,97	1,00	-242,84	-14,34	0,94	-163,63	-257,94	944,72	0,06	0,17
5	-796,55	110,61	1,00	-15,95	-244,91	0,93	-40,21	-257,94	944,72	0,95	0,04
6	-353,42	-109,15	1,00	-237,59	-18,51	0,92	-162,61	-257,94	944,72	0,07	0,17
7	-796,51	107,78	1,00	-21,19	-240,74	0,91	-41,23	-257,94	944,72	0,93	0,04
8	-354,18	-104,72	1,00	-233,40	-23,60	0,90	-160,93	-257,94	944,72	0,09	0,17
9	-795,75	103,36	1,00	-25,39	-235,65	0,89	-42,91	-257,94	944,72	0,91	0,05
10	-354,46	-108,83	1,00	-239,06	-19,75	0,92	-161,06	-257,94	944,72	0,08	0,17
11	-795,47	107,47	1,00	-19,72	-239,49	0,92	-42,79	-257,94	944,72	0,93	0,05
12	28,24	-10,55	1,00	6,43	-6,49	1,99	-2,17	-216,89	1096,83	0,03	0,00
13	-28,48	0,06	1,00	-0,06	0,08	1,77	0,00	232,08	1057,15	0,00	0,00
14	-10,38	0,00	1,00	0,01	0,02	0,64	0,00	257,94	944,72	0,00	0,00
15	0,08	0,00	1,00	0,00	0,00	0,21	0,00	-257,94	944,72	0,00	0,00
16	-718,61	-0,82	1,00	-162,76	-163,03	0,00	-128,10	-257,94	944,72	0,63	0,14
17	-1016,48	-1,14	1,00	-226,87	-227,21	0,00	-178,54	-257,94	944,72	0,88	0,19
18	-1000,78	-1,14	1,00	-226,88	-227,25	0,00	-178,55	-257,94	944,72	0,88	0,19
19	-758,52	-16,76	1,00	-169,55	-189,25	0,10	-144,40	-257,94	944,72	0,73	0,15
20	-946,02	-15,35	1,00	-211,03	-228,82	0,08	-175,85	-257,94	944,72	0,89	0,19
21	-843,60	-0,85	1,00	-179,29	-179,40	0,00	-141,13	-257,94	944,72	0,70	0,15
22	-1022,59	-1,02	1,00	-219,80	-219,95	0,00	-172,92	-257,94	944,72	0,85	0,18
23	-532,60	-16,51	1,00	-119,74	-139,36	0,14	-105,17	-257,94	944,72	0,54	0,11
24	-617,68	-0,59	1,00	-129,48	-129,51	0,00	-101,91	-257,94	944,72	0,50	0,11

β. Τάσεις Συγκολλήσεων - Δυσκαμψίες

Φόρτ.	σ_w	τ_w	σ_w/σ_{wRd}	τ_w/τ_{wRd}	$S_j,ini/(EI/L)$
[/]	[MPa]	[MPa]	[/]	[/]	[/]
1	85,6	36,3	0,30	0,17	3,01
2	35,4	15,0	0,12	0,07	3,01
3	168,8	71,5	0,59	0,34	3,01
4	14,4	65,6	0,05	0,32	2,46
5	178,2	16,1	0,62	0,08	2,47
6	17,6	65,1	0,06	0,31	2,47
7	175,0	16,5	0,61	0,08	2,48
8	21,0	64,5	0,07	0,31	2,48
9	171,5	17,2	0,60	0,08	2,49
10	19,7	64,5	0,07	0,31	2,48
11	172,8	17,1	0,60	0,08	2,48
12	3,0	0,9	0,01	0,00	2,05
13	1,6	0,0	0,01	0,00	2,13
14	0,0	0,0	0,00	0,00	2,61
15	0,0	0,0	0,00	0,00	2,87
16	121,1	51,3	0,42	0,25	3,01
17	168,7	71,5	0,59	0,34	3,01
18	168,8	71,5	0,59	0,34	3,01
19	137,8	57,9	0,48	0,28	2,94
20	167,4	70,5	0,58	0,34	2,95
21	135,5	56,5	0,47	0,27	3,01
22	165,4	69,3	0,57	0,33	3,01
23	100,7	42,1	0,35	0,20	2,91
24	98,4	40,8	0,34	0,20	3,01

7.1.4 Ανάλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

7.1.4.1 Γενικά στοιχεία υπολογισμών

α. Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

a/a	Σύμβολο	Συνομογραφία	Τιμή Μονάδος
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός στύλου σε διάτμηση	1581,3 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. μήκος θλίψης κορμού στύλου	0,405 m
3	ω	Συν. αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού στύλου	0,83
4	λ_{ρ}	Λυγηρότητα κορμού στύλου	0,60
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού στύλου	1,00
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός στύλου σε θλίψη	1652,2 kN
7	$M_{b,Rd}$	Πέγμα δοκού σε θλίψη	325,0 kNm
8	$F_{c,fb,Rd}$	Κορμός δοκού σε θλίψη	1177,6 kN

7.1.4.2 Γεωμετρικά στοιχεία βραχέων T

α. Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

Σειρά Κοχλιών	Υποστύλωμα						Μετωπική πλάκα					
	Μεμονωμένη σειρά			Μέλος ομάδας			Μεμονωμένη σειρά			Μέλος ομάδας		
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]
1	0,323	0,292	0,292	0,292	0,279	0,205	0,256	0,153	0,153	0,153	0,000	0,000
2	0,323	0,292	0,292	0,292	0,197	0,099	0,455	0,463	0,455	0,463	0,326	0,324
3	0,323	0,292	0,292	0,292	0,158	0,079	0,455	0,377	0,377	0,377	0,158	0,079
4	0,323	0,292	0,292	0,292	0,197	0,099	0,455	0,377	0,377	0,377	0,326	0,238
5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

β. Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T μεμονωμένης σειράς για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$F_{T,1,Rd}$ [κN]	$F_{T,2,Rd}$ [κN]	$F_{T,3,Rd}$ [κN]	$F_{t,wc,Rd}$ [κN]	$F_{T,1,Rd}$ [κN]	$F_{T,2,Rd}$ [κN]	$F_{T,3,Rd}$ [κN]	$F_{t,ep,Rd}$ [κN]
1	2139,5	787,4	508,3	508,3	427,7	377,4	508,3	377,4
2	2139,5	757,8	508,3	508,3	714,6	434,4	508,3	434,4
3	2139,5	757,8	508,3	508,3	591,3	399,8	508,3	399,8
4	2139,5	757,8	508,3	508,3	591,3	399,8	508,3	399,8
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

γ. Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T μεμονομένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff_t_wc}$ [m]	ω [/]	$F_{t_wc_Rd}$ [κN]	$b_{eff_t_wb}$ [m]	$F_{t_wb_Rd}$ [κN]
1	0,292	0,90	1292,2	0,153	999999,0
2	0,292	0,90	1292,2	0,455	909,4
3	0,292	0,90	1292,2	0,377	752,5
4	0,292	0,90	1292,2	0,377	752,5
5	0,000	0,00	0,0	0,000	0,0

δ. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

Σειρά κοχλιών	Ft,wp	Ft,c,wc	Ft,c,fb	Ft,t,fc	Ft,t,wc	Ft,t,ep	Ft,t,wb	Ft,Rd
1	1691.5	1652.2	1177.6	508.3	1292.2	377.4	999999	377.4
2	1274.7	1274.7	800.1	508.3	1292.2	434.4	909.4	434.4
3	840.4	840.4	365.7	508.3	1292.2	399.8	752.5	198.2
4	642.2	642.20	167.5	508.3	1292.2	399.8	752.5	167.5
5	0	0	0	0	0	0	0	0

7.1.4.3 Υπολογισμός βραχέων T για ομάδες σειρών

α. Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

Ομάδα Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]
1-2	0,476	0,304	0,304	0,304				
1-3	0,634	0,383	0,383	0,383				
2-3	0,355	0,178	0,178	0,178	0,484	0,403	0,403	0,403
1-4	0,831	0,481	0,481	0,481				
2-4	0,552	0,276	0,276	0,276	0,810	0,641	0,641	0,641
3-4	0,355	0,178	0,178	0,178	0,484	0,317	0,317	0,317
1-5	0,831	0,481	0,481	0,481				
2-5	0,552	0,276	0,276	0,276	0,810	0,641	0,641	0,641
3-5	0,355	0,178	0,178	0,178	0,484	0,317	0,317	0,317
4-5	0,197	0,099	0,099	0,099	0,326	0,238	0,238	0,238

β. Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T ομάδων σειρών για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Ομάδα Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1-2	2221,9	1058,6	1016,6	1016,6				
1-3	2799,8	1469,4	1525,0	1469,4				
2-3	1298,4	853,3	1016,6	853,3	632,6	659,2	1016,6	632,6
1-4	3520,3	1911,9	2033,3	1911,9				
2-4	2019,0	1295,9	1525,0	1295,9	1005,5	1003,2	1525,0	1003,2
3-4	1298,4	853,3	1016,6	853,3	497,0	624,5	1016,6	497,0
1-5	3520,3	2194,3	2541,6	2194,3				
2-5	2019,0	1578,3	2033,3	1578,3	1005,5	1252,1	2033,3	1005,5
3-5	1298,4	1135,7	1525,0	1135,7	497,0	873,4	1525,0	497,0
4-5	720,5	724,9	1016,6	720,5	373,0	592,9	1016,6	373,0

γ. Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T ομάδων σειρών

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα			Μετωπική πλάκα	
	$b_{eff_t_wc}$ [m]	ω [/]	$F_{t_wc_Rd}$ [kN]	$b_{eff_t_wb}$ [m]	$F_{t_wb_Rd}$ [kN]
1-2	0,304	0,89	1332,0		
1-3	0,383	0,84	1587,0		
2-3	0,178	0,96	838,0	0,403	805,0
1-4	0,481	0,78	1852,5		
2-4	0,276	0,90	1232,6	0,641	1279,6
3-4	0,178	0,96	838,0	0,317	632,4
1-5	0,481	0,78	1852,5		
2-5	0,276	0,90	1232,6	0,641	1279,6
3-5	0,178	0,96	838,0	0,317	632,4
4-5	0,099	0,99	479,3	0,238	474,6

δ. Λοιπά στοιχεία υπολογισμού

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα		Μετωπική πλάκα	
	$F_{t,t,fc}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wb}$ [kN]
1-2	639,2	954,5		
1-3	657,5	775,2		
2-3	419,0	403,6	198,2	370,6
1-4	901,9	842,4		
2-4	663,3	600,0	370,6	647,1
3-4	655,1	639,8	298,8	434,2
1-5	1016,7	674,9		
2-5	778,2	432,5	205,4	479,5
3-5	770,0	472,3	131,2	266,7
4-5	553,0	311,7	205,4	307,1

7.1.4.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

α. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

Σειρά	lim_Ft ,			MIN_lim_Ft ,				$F_{t,Rd}$
	v,wp	c,wc	c,fb	t,fc	t,wc	t,ep	t,wb	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	1691,5	1652,2	1177,6	508,3	1292,2	377,4	999999,0	377,4
2	1314,0	1274,7	800,1	508,3	954,5	434,4	909,4	434,4
3	879,6	840,4	365,7	419,0	403,6	198,2	370,6	198,2
4	681,4	642,2	167,5	508,3	600,0	298,8	434,2	167,5
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

7.1.5. Αντοχή κρίσιμης φόρτισης

7.1.5.1 Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης

$$M_{j_Rd} = -257,9 \text{ [kNm]}$$

$$V_{j_Rd} = 944,7 \text{ [kN]}$$

7.1.6. Δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης

7.1.6.1 Πίνακας Δυσκαμψίας

α. Συντελεστές Δυσκαμψίας Κόμβου (mm)

	k1	k2	k3	k4	k5	k10	k_eff	z_eq	k_eq	kj
	19,24	15,27						273,5	5,83	3,46
Σειρά 1:			7,74	87,05	21,77	6,49	2,93			
Σειρά 2:			3,71	41,78	8,16	6,49	1,75			
Σειρά 3:			2,98	33,51	1,99	6,49	0,98			
Σειρά 4:			3,71	41,78	5,98	6,49	1,63			

8.1.6.2 Ταξινόμηση Κόμβου

$$S_{j,ini}/(EI/L) = 2,47 \text{ (Περιοχή 2: Ημιάκαμπτος κόμβος)}$$

$$s_{j,ini} = 51790 \text{ kNm/rad}$$

$$\mu = 2,61$$

$$S_j = 19867 \text{ kNm/rad}$$

7.2 Σύνδεση Δοκού HEA 300 με Στύλο HEB 400

Σύνδεση δοκού 19.1 (4) με το υποστύλωμα K 23 (4)

7.2.1. Παραδοχές μελέτης

Οι συνδέσεις ροπής δοκού - υποστυλώματος υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8. - Κεφ.6

Η έδραση υποστυλώματος σε πέδιλο από σκυρόδεμα υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8. - Κεφ.6

Οι συνδέσεις παραλαβής τέμνουσας δύναμης μεταξύ δοκού και υποστυλώματος καθώς και δοκού με δοκό υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8 - Κεφ.3

7.2.1.1 Σύνδεση ροπής μεταξύ δοκού και υποστυλώματος

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν συνδέσεις ροπής μεταξύ δοκού και υποστυλώματος. Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι παρακάτω τύποι σύνδεσης

- Κοχλιωτή σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα με μετωπική πλάκα.

α. Αντοχή σε ροπή

Η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν:

- Κορμός στύλου σε τέμνουσα.

α. Στην περίπτωση που ο κορμός ενισχύεται με πρόσθετο έλασμα ή με εγκάρσιες νευρώσεις τότε η επιφάνεια διάτμησης ή η αντοχή σε τέμνουσα προσαυξάνεται κατάλληλα.

- Κορμός στύλου σε θλίψη.
- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό.
- Πέλμα στύλου σε κάμψη.
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.
- βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σαν ομάδες. Εξετάζονται οι 3 πιθανοί τρόποι αστοχίας

α. Αστοχία πέλματος του βραχέως T

β. Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος

γ. Αστοχία των κοχλιών.

- Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας.

Επιπλέον γίνεται έλεγχος των συγκολλήσεων της δοκού με την μετωπική πλάκα, σύμφωνα με όσα ορίζονται στο αντίστοιχο κεφάλαιο του EC-3.

Τελική αντοχή σύνδεσης σε ροπή: $M_{j,Rd} = \sum h_i \cdot F_{ti,Rd}$

όπου $F_{ti,Rd}$: η τελική εφελκυστική αντοχή της i σειράς κοχλιών.

όπου h_i : η απόσταση της σειράς i από το κέντρο θλίψης.

β. Αντοχή σε τέμνουσα

Η αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει ύστερα από τους παρακάτω ελέγχους.

- Αντοχή των κοχλιών σε τέμνουσα.
- Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας.

Αρα η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης.

γ. Δυσκαμψία σύνδεσης

Προσδιορίζεται από την ευκαμψία των βασικών στοιχείων, μέσω του ελαστικού συντελεστή δυσκαμψίας k . Για την εύρεσή της χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση του EC-3:

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu * \Sigma^1 / K_i}$$

Όπου K_i : ο συντελεστής δυσκαμψίας του βασικού στοιχείου

z : ο μοχλοβραχίονας

μ : ο λόγος των δυσκαμψιών $\frac{S_{j,ini}}{S_j}$

Ο κόμβος θεωρείται άκαμπτος αν $\frac{S_{j,ini}}{EI/L} \geq \frac{2}{5}$

Ο κόμβος θεωρείται ημιάκαμπτος αν $0,5 \leq \frac{S_{j,ini}}{EI/L} \leq \frac{2}{5}$

Ο κόμβος θεωρείται αρθρωτός αν $\frac{S_{j,ini}}{EI/L} \leq 0,5$

Για βάσεις πλαισίων με σταθεροποιητικούς συνδέσμους

$k_c = 0$ για $\lambda_0 < 0.5$

$k_c = 7(2\lambda_0 - 1)$ για $0.5 < \lambda_0 < 3.93$ $k_c = 48$ για $3.93 < \lambda_0$

λ_0 = ανηγμένη λυγηρότητα υποστυλώματος (αρθρωτά άκρα)

Για βάσεις πλαισίων χωρίς σταθεροποιητικούς συνδέσμους

$k_c = 30$

Ειδικά για $\lambda_0 < 1.36$ και πλαίσια χωρίς σταθεροποιητικούς συνδέσμους: $k_c = 12$ (Continuing Education in Structural Connections, Q&A4.3, Πρόγραμμα Λεονάρντο ντα Βίντσι No. CZ/00/B/F/PP-13404, Χ.Κ.Μπανιωτόπουλος, Ζ. Sokol)

δ. Τυπολόγιο

Αντοχή σε τέμνουσα κορμού στύλου: $V_{Wp,Rd} = \left(\frac{0.90 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{wc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$

Αντοχή σε Θλίψη κορμού στύλου: $F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} \cdot K_{wc}}{\gamma_{m0}}$

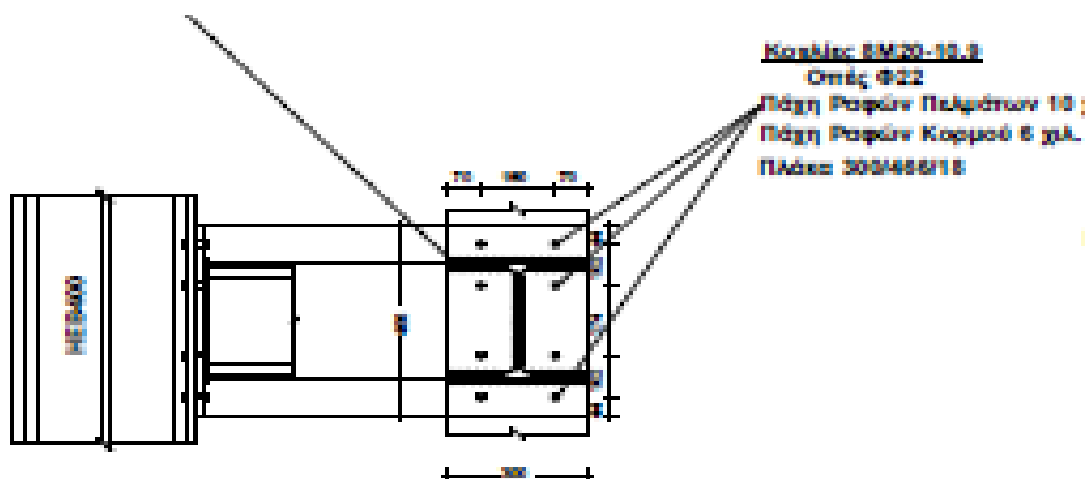
Αντοχή σε εφελκυσμό κορμού στύλου: $F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} \cdot K_{wc}}{\gamma_{m0}}$

Αντοχή σε κάμψη πέλματος στύλου: $F_{fc,Rd} = \frac{b_{eff,b,fc} \cdot t_{fc} \cdot f_{y,Fb}}{\gamma_{m0}}$

Αντοχή σε Θλίψη πέλματος δοκού: $F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{(h - t_{Fb})}$

Αντοχή σε εφελκυσμό κορμού δοκού: $F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{m0}}$

Αντοχή σε τέμνουσα κοχλία: $F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$

ε. Σκαρίφημα Σύνδεσης

Λεπτομέρεια Σύνδεσης
Δοκού HEA300 με Στόλο HEB400

7.2.2. Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης**7.2.2.1 Δεδομένα σύνδεσης****α. Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος**

Όνομα διατομής	HEB 400
Υψος διατομής [h]	400,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	13,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	24,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

β. Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	HEA 300
Υψος διατομής [h]	290,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	14,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

γ. Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	300,00 mm
Υψος πλάκας	466,00 mm
Πάχος πλάκας	18,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	6,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	10,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

δ. Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	10.9
Εφελκυστική αντοχή [fu]	1000 MPa
Όριο διαρροής [fy]	900MPa
Ονομασία κοχλία [I]	M20
Διάμετρος κοχλία [D]	20,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	314,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	245,00 mm ²

7.2.3. Αντοχή/Δυσκαμψία ανά φόρτιση

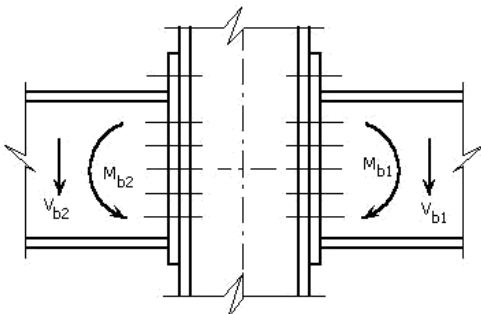
Έλεγχος Αντοχής: $\frac{S_d}{R_d} \leq 1$

Έλεγχος Αντοχής Σύνδεσης λόγω Κάμψης: $\eta_j = \frac{M_{b1}}{M_{jRd}} \leq 1$

Έλεγχος Αντοχής Σύνδεσης λόγω τέμνουσας : $V_j = \frac{V_{b1}}{V_{jRd}} \leq 1$

Έλεγχος ορθής Τάσης Συγκόλλησης: $\sigma_\omega \leq \sigma_{\omega Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M2}}$

Έλεγχος διατμητικής Τάσης Συγκόλλησης: $\tau_\omega \leq \tau_{\omega Rd} = \frac{f_y}{\beta \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}}$



Εντατικά μεγέθη - Λόγοι εκμετάλλευσης αντοχών

Φόρτ.	Nc [kN]	Mc [kNm]	k,wc	Mb2 [kNm]	Mb1 [kNm]	β	Vb1 [kN]	Mj,Rd [kNm]	Vj,Rd [kN]	mj [/]	vj [/]
1	-505,56	1,61	1,00	-42,91	-44,19	0,03	-34,21	-170,34	467,41	0,26	0,07
2	-200,67	0,98	1,00	-16,21	-17,63	0,08	-13,66	-170,34	467,41	0,10	0,03
3	-983,52	3,63	1,00	-82,24	-86,09	0,04	-66,67	-170,34	467,41	0,51	0,14
4	-383,96	-47,11	1,00	-88,00	-2,21	0,97	-50,18	-170,34	467,41	0,01	0,11
5	-747,57	50,91	1,00	-7,55	-96,74	0,92	-26,44	-170,34	467,41	0,57	0,06
6	-384,46	-46,08	1,00	-87,27	-3,86	0,96	-49,77	-170,34	467,41	0,02	0,11
7	-747,06	49,88	1,00	-8,28	-95,09	0,91	-26,85	-170,34	467,41	0,56	0,06
8	-389,03	-47,00	1,00	-86,44	-2,27	0,97	-50,17	-170,34	467,41	0,01	0,11
9	-742,50	50,79	1,00	-9,11	-96,68	0,91	-26,45	-170,34	467,41	0,57	0,06
10	-384,33	-47,58	1,00	-86,99	-1,06	0,99	-50,47	-170,34	467,41	0,01	0,11
11	-747,20	51,38	1,00	-8,56	-97,89	0,91	-26,15	-170,34	467,41	0,57	0,06
12	13,93	0,41	1,00	1,59	0,10	0,93	0,02	170,34	467,41	0,00	0,00
13	-29,50	3,15	1,00	1,58	-1,88	1,84	-0,48	-132,52	599,86	0,01	0,00
14	-10,29	0,23	1,00	0,13	0,04	0,69	0,00	170,34	467,41	0,00	0,00
15	0,08	0,19	1,00	-0,02	-0,10	0,81	-0,04	-170,34	467,41	0,00	0,00
16	-706,23	2,58	1,00	-59,12	-61,81	0,04	-47,87	-170,34	467,41	0,36	0,10
17	-998,95	3,98	1,00	-82,05	-86,03	0,05	-66,66	-170,34	467,41	0,51	0,14
18	-983,39	3,92	1,00	-82,27	-86,25	0,05	-66,73	-170,34	467,41	0,51	0,14
19	-767,10	3,39	1,00	-63,59	-68,29	0,07	-52,98	-170,34	467,41	0,40	0,11
20	-948,51	4,36	1,00	-77,50	-83,25	0,07	-64,58	-170,34	467,41	0,49	0,14
21	-832,24	7,50	1,00	-63,60	-71,26	0,11	-53,73	-170,34	467,41	0,42	0,11
22	-1007,13	8,05	1,00	-77,50	-85,93	0,10	-65,26	-170,34	467,41	0,50	0,14
23	-544,87	2,52	1,00	-45,40	-49,32	0,08	-38,28	-170,34	467,41	0,29	0,08
24	-610,01	6,62	1,00	-45,40	-52,29	0,13	-39,03	-170,34	467,41	0,31	0,08

Τάσεις Συγκολλήσεων - Δυσκαμψίες

Φόρτ.	σ_w	τ_w	σ_w/σ_{wRd}	τ_w/τ_{wRd}	$S_{j,ini}/(EI/L)$
[/]	[MPa]	[MPa]	[/]	[/]	[/]
1	32,6	13,7	0,11	0,07	8,77
2	13,0	5,5	0,05	0,03	8,65
3	63,6	26,7	0,22	0,13	8,74
4	4,2	20,1	0,01	0,10	6,96
5	68,9	10,6	0,24	0,05	7,04
6	5,5	19,9	0,02	0,10	6,98
7	67,5	10,8	0,23	0,05	7,05
8	5,1	20,1	0,02	0,10	6,96
9	67,9	10,6	0,24	0,05	7,06
10	3,6	20,2	0,01	0,10	6,94
11	69,4	10,5	0,24	0,05	7,05
12	1,0	0,0	0,00	0,00	7,02
13	1,1	0,2	0,00	0,00	6,04
14	0,1	0,0	0,00	0,00	7,42
15	0,0	0,0	0,00	0,00	7,22
16	45,6	19,2	0,16	0,09	8,74
17	63,6	26,7	0,22	0,13	8,73
18	63,6	26,7	0,22	0,13	8,73
19	51,8	21,2	0,18	0,10	8,68
20	62,8	25,9	0,22	0,12	8,68
21	52,2	21,5	0,18	0,10	8,59
22	63,2	26,1	0,22	0,13	8,61
23	37,8	15,3	0,13	0,07	8,65
24	38,2	15,6	0,13	0,08	8,53

7.2.4. Ανάλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

7.2.4.1 Γενικά στοιχεία υπολογισμών

α. Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

a/a	Σύμβολο	Συνομογραφία	Τιμή Μονάδος
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός στύλου σε διάτμηση	854,5 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. μήκος θλίψης κορμού στύλου	0,321 m
3	ω	Συν. αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού στύλου	0,85
4	λ_p	Λυγνρότητα κορμού στύλου	0,73
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού στύλου	0,99
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός στύλου σε θλίψη	858,6 kN
7	$M_{b,Rd}$	Πέλαμα δοκού σε θλίψη	325,0 kNm
8	$F_{c,fb,Rd}$	Κορμός δοκού σε θλίψη	1177,6 kN

7.2.4.2 Γεωμετρικά στοιχεία βραχέων T

α. Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

Σειρά Κοχλιών	Υποστύλωμα						Μετωπική πλάκα					
	Μεμονωμένη σειρά			Μέλος ομάδας			Μεμονωμένη σειρά			Μέλος ομάδας		
	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	0,328	0,295	0,295	0,295	0,266	0,199	0,287	0,317	0,287	0,317	0,000	0,000
2	0,328	0,295	0,295	0,295	0,276	0,138	0,436	0,480	0,436	0,480	0,356	0,367
3	0,328	0,295	0,295	0,295	0,276	0,138	0,436	0,365	0,365	0,365	0,356	0,251
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

β Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T μεμονωμένης σειράς για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1	766,9	366,4	352,8	352,8	345,2	275,6	352,8	275,6
2	766,9	366,4	352,8	352,8	478,4	307,9	352,8	307,9
3	766,9	366,4	352,8	352,8	399,8	276,4	352,8	276,4
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

γ Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T μεμονομένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff_t,wc}$ [m]	ω [/]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$b_{eff_t,wb}$ [m]	$F_{t,wb,Rd}$ [kN]
1	0,295	0,87	812,5	0,287	999999,0
2	0,295	0,87	812,5	0,436	871,8
3	0,295	0,87	812,5	0,365	728,5
4	0,000	0,00	0,0	0,000	0,0

δ Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

Σειρά Κοχλιών	$F_{t,wp}$ [kN]	$F_{t,c,wc}$ [kN]	$F_{t,c,fb}$ [kN]	$F_{t,t,fc}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wb}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]
1	936,4	858,6	1177,6	352,8	812,5	275,6	999999,0	275,6
2	660,8	583,0	901,9	352,8	812,5	307,9	871,8	307,9
3	352,8	275,0	594,0	352,8	812,5	276,4	728,5	214,3
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

7.2.4.3 Υπολογισμός βραχέων T για ομάδες σειρών

α Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

Ομάδα Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]
1-2	0,542	0,337	0,337	0,337				
1-3	0,818	0,475	0,475	0,475				
2-3	0,552	0,276	0,276	0,276	0,712	0,618	0,618	0,618
1-4	0,818	0,475	0,475	0,475				
2-4	0,552	0,276	0,276	0,276	0,712	0,618	0,618	0,618
3-4	0,276	0,138	0,138	0,138	0,356	0,251	0,251	0,251

β Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T ομάδων σειρών για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Ομάδα Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1-2	874,0	586,2	705,6	586,2				
1-3	1232,2	861,8	1058,4	861,8				
2-3	716,4	551,2	705,6	551,2	677,4	522,2	705,6	522,2
1-4	1232,2	1057,8	1411,2	1057,8				
2-4	716,4	747,2	1058,4	716,4	677,4	698,6	1058,4	677,4
3-4	358,2	471,6	705,6	358,2	275,5	421,8	705,6	275,5

γ Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T ομάδων σειρών

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα			Μετωπική πλάκα	
	$b_{eff,t,wc}$ [m]	ω [/]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$b_{eff,t,wb}$ [m]	$F_{t,wb,Rd}$ [kN]
1-2	0,337	0,84	895,2		
1-3	0,475	0,75	1122,9		
2-3	0,276	0,88	770,7	0,618	1234,4
1-4	0,475	0,75	1122,9		
2-4	0,276	0,88	770,7	0,618	1234,4
3-4	0,138	0,96	422,2	0,251	502,1

δ Λοιπά στοιχεία υπολογισμού

Σειρά Κοχλιών	Υποστύλωμα		Μετωπική πλάκα	
	$F_{t,t,fc}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wb}$ [kN]
1-2	310,6	619,5		
1-3	278,3	539,4		
2-3	243,3	462,8	214,3	926,4
1-4	260,0	325,1		
2-4	194,2	248,5	155,2	712,2
3-4	143,9	208,0	61,3	287,8

7.2.4.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης**α Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης**

Σειρά [/]	lim_Ft ,			MIN_lim_Ft ,				$F_{t,Rd}$ [kN]
	v,wp [kN]	$,c,wc$ [kN]	$,c,fb$ [kN]	t,fc [kN]	t,wc [kN]	t,ep [kN]	t,wb [kN]	
1	936,4	858,6	1177,6	352,8	812,5	275,6	999999,0	275,6
2	660,8	583,0	901,9	310,6	619,5	307,9	871,8	307,9
3	352,8	275,0	594,0	243,3	462,8	214,3	728,5	214,3
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

7.2.5. Αντοχή κρίσιμης φόρτισης**7.2.5.1 Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης**

$M_j_{Rd} = -170,3$ [kNm]

$V_j_{Rd} = 467,4$ [kN]

7.2.6. Δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης**7.2.6.1 Πίνακας Δυσκαμψίας****Συντελεστές Δυσκαμψίας Κόμβου (mm)**

	k1	k2	k3	k4	k5	k10	k_eff	z_eq	k_eq	kj
Σειρά 1:	10,67	10,18	6,30	17,43	5,96	6,08	1,82	273,2	3,70	2,16
Σειρά 2:			4,38	12,11	5,58	6,08	1,53			
Σειρά 3:			4,38	12,11	3,94	6,08	1,37			

7.2.6.2 Ταξινόμηση Κόμβου

$S_{j,ini}/(EI/L)$	= 7,05 (Περιοχή 2: Ημιάκαμπτος κόμβος)
$s_{j,ini}$	= 32271 kNm/rad
μ	= 1,00
S_j	= 32271 kNm/rad

7.3 Έδραση Στύλου ΗΕΜ500-ΗΕΒ400

Έδραση υποστυλώματος Κ 29 (1) - Στα σκαριφήματα και τους Υπολογισμούς εμφανίζεται ο Κύριος Στύλος ΗΕΜ500

7.3.1 Παραδοχές μελέτης

Οι συνδέσεις ροπής δοκού - υποστυλώματος υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8. - Κεφ.6

Η έδραση υποστυλώματος σε πέδιλο από σκυρόδεμα υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8. - Κεφ.6

Οι συνδέσεις παραλαβής τέμνουσας δύναμης μεταξύ δοκού και υποστυλώματος καθώς και δοκού με δοκό υπολογίζονται με βάση τον EC-3 part1.8 - Κεφ.3

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν συνδέσεις που αφορούν την έδραση υποστυλωμάτων σε θεμέλια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι παρακάτω τύποι σύνδεσης

α. Σύνδεση ροπής με πλάκα έδρασης

β. Σύνδεση ροπής με πλάκα έδρασης και ενισχυτικά ελάσματα

η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν:

α.Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη.

β. Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό.

γ. Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη.

δ.Πέλμα και κορμός στύλου σε θλίψη.

ε. Κορμός στύλου σε εφελκυσμό.

στ. Αντοχή των συγκολλήσεων.

ζ. Αντοχή σε τέμνουσα των αγκυρίων.

η. Αντοχή πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας.

βρίσκεται από το άθροισμα των αντοχών των επιμέρους σειρών της σύνδεσης.

7.3.2 Τυπολόγιο

Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη: $f_j = \beta_j \cdot K_j \cdot f_{cd}$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης: $c = t \cdot \left(\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot a_{m0}} \right)^{0.5}$

Αντοχή αγκυρίου σε εφελκυσμό: $F_{t,Rd} = \frac{0.90 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$

Αντοχή σε θλίψη πέλματος στύλου: $F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fc})}$

Αντοχή σε εφελκυσμό κορμού στύλου: $F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} \cdot K_{wc}}{\gamma_{m2}}$

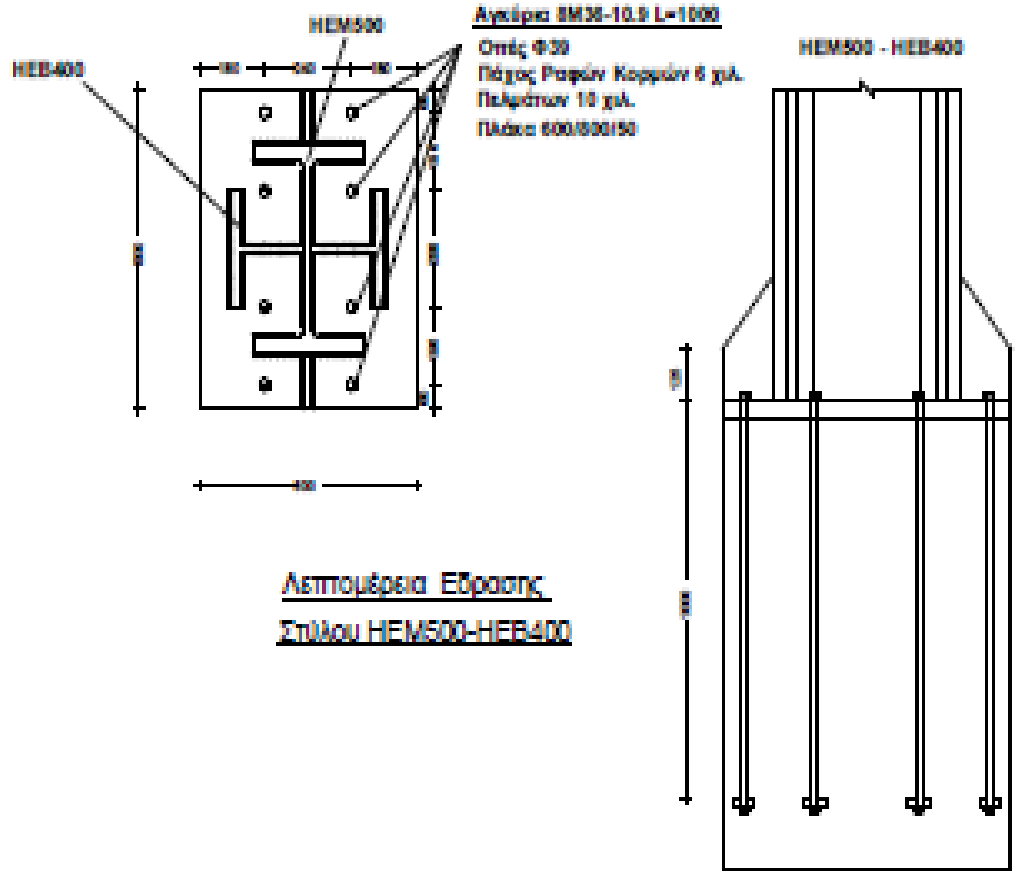
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας πλάκας έδρασης: $F_{b,Rd} = \frac{K_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot t}{\gamma_{m2}}$

Αντοχή σε τέμνουσα αγκυρίου: $F_{v,Rd} = \frac{c1 \cdot f_{ua} \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$

c1: Συντελεστής εξαρτόμενος από την ποιότητα των κοχλιών

Αντοχή σε τέμνουσα και εφελκυσμό αγκυρίων: $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$

7.3.3 Σύνδεση



7.3.4. Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης**7.2.4.1 Δεδομένα σύνδεσης****α Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος**

Όνομα διατομής	HEM 500
Υψος διατομής [h]	524,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	306,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	21,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	40,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

β Στοιχεία πλάκας έδρασης

Μήκος πλάκας	600,00 mm
Πλάτος πλάκας	836,00 mm
Πάχος πλάκας	50,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	15,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	28,00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

γ Στοιχεία βάσης έδρασης

Μήκος βάσης έδρασης	800,00 mm
Πλάτος βάσης έδρασης	800,00 mm
Υψος βάσης έδρασης	1576,00 mm
Ανύψωση βάσης έδρασης	0,00 mm
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25

δ Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος

Υψος ελάσματος	306,00 mm
Πάχος ελάσματος	21,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

ε Δεδομένα αγκυρίων

Ποιότητα αγκυρίων	10.9
Εφελκυστική αντοχή [fu]	1000 MPa
Όριο διαρροής [fy]	900 MPa
Ονομασία αγκυρίου [I]	M36
Διάμετρος αγκυρίου [D]	36,00 mm
Ανοχή αγκυρίου [d0]	3,00 mm
Επιφάνεια [As]	1018,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	817,00 mm ²

7.3.5. Αντοχή/Δυσκαμψία ανά φόρτιση

ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ: $\frac{S_d}{R_d} \leq 1$

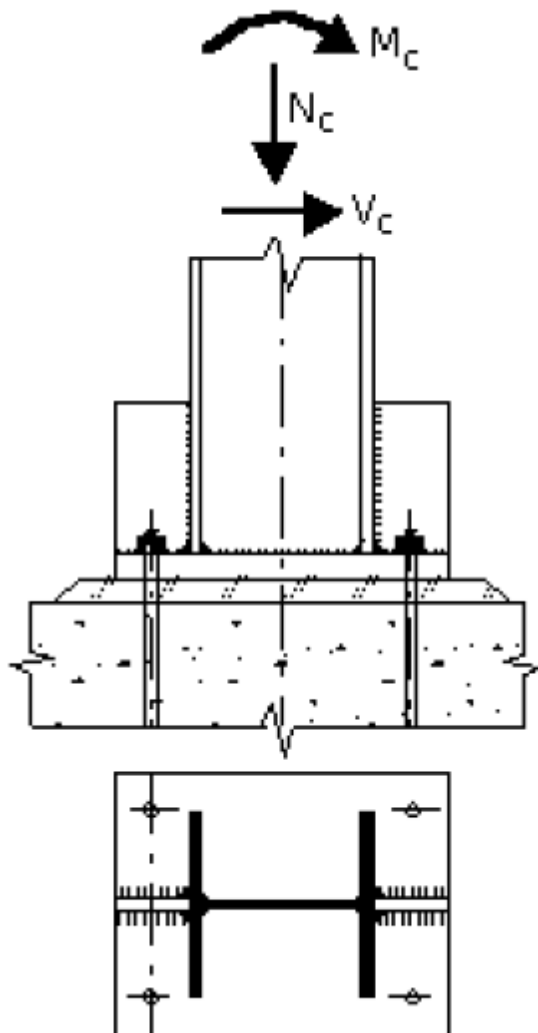
Έλεγχος αντοχής σύνδεσης λόγω κάμψης: $m_j = \frac{M_{b1}}{M_{jRd}} \leq 1$

Έλεγχος αντοχής σύνδεσης λόγω τέμνουσας: $v_j = \frac{V_{b1}}{V_{jRd}} \leq 1$

Έλεγχος αντοχής σύνδεσης λόγω αξονικού: $n_j = \frac{N_c}{N_{jRd}} \leq 1$

Έλεγχος ορθής τάσης συγκόλλησης: $\sigma_w \leq \sigma_{wRd} = \frac{f_y}{\gamma_{M2}}$

Έλεγχος διατμητικής τάσης συγκόλλησης: $\tau_w \leq \tau_{wRd} = \frac{f_y}{\beta * \sqrt{3} * \gamma_{M2}}$



Εντατικά μεγέθη - Λόγοι εκμετάλλευσης αντοχών

Φόρτ.	Nc [kN]	Mc [kNm]	Vc [kN]	Nj,Rd [kN]	Mj,Rd [kNm]	Vj,Rd [kN]	nj [/]	vj [/]	Mj [/]
1	-816,6	14,0	9,6	-5237,1	89,6	2614,4	0,16	0,16	0,00
2	-207,9	7,8	4,5	-4760,1	179,3	2614,4	0,04	0,04	0,00
3	-1414,3	30,6	19,8	-5123,9	110,9	2614,4	0,28	0,28	0,01
4	2381,7	223,1	31,3	3392,9	317,8	1680,7	0,70	0,70	0,02
5	-4139,7	-190,4	52,1	-4590,8	-211,2	2614,4	0,90	0,90	0,02
6	2087,0	215,7	29,7	3297,7	340,8	1680,7	0,63	0,63	0,02
7	-3845,0	-183,0	50,5	-4559,4	-217,1	2614,4	0,84	0,84	0,02
8	2211,2	207,2	28,6	3392,5	317,8	1680,7	0,65	0,65	0,02
9	-3969,2	-174,5	49,2	-4630,9	-203,6	2614,4	0,86	0,86	0,02
10	2473,8	216,5	30,5	3455,9	302,5	1680,7	0,72	0,72	0,02
11	-4231,8	-183,9	51,1	-4641,2	-201,7	2614,4	0,91	0,91	0,02
12	-144,2	25,8	6,8	-2929,7	523,7	2614,4	0,05	0,05	0,00
13	139,2	18,0	16,0	3067,0	396,6	1680,7	0,05	0,05	0,01
14	-4,4	-0,1	0,0	-5289,5	-79,7	2614,4	0,00	0,00	0,00
15	0,2	0,0	0,0	4535,0	41,4	1680,7	0,00	0,00	0,00
16	-1024,5	21,8	14,2	-5132,7	109,2	2614,4	0,20	0,20	0,01
17	-1420,9	30,5	19,8	-5128,1	110,1	2614,4	0,28	0,28	0,01
18	-1414,0	30,6	19,8	-5123,8	110,9	2614,4	0,28	0,28	0,01
19	-1424,8	61,4	25,4	-4648,7	200,3	2614,4	0,31	0,31	0,01
20	-1583,7	64,1	28,2	-4701,4	190,4	2614,4	0,34	0,34	0,01
21	-999,8	49,7	39,3	-4518,5	224,8	2614,4	0,22	0,22	0,02
22	-1201,2	53,6	40,7	-4617,3	206,2	2614,4	0,26	0,26	0,02
23	-1095,2	55,0	21,1	-4510,1	226,3	2614,4	0,24	0,24	0,01
24	-670,2	43,3	35,0	-4252,5	274,8	2614,4	0,16	0,16	0,01

Τάσεις Συγκολλήσεων - Δυσκαμψίες

Φόρτ. [/]	σ_w [MPa]	τ_w [MPa]	σ_w/σ_{wRd} [/]	τ_w/τ_{wRd} [/]	$S_{j,ini}/(EI/L)$ [/]
1	0,0	0,8	0,00	0,00	13,16
2	0,0	0,4	0,00	0,00	13,16
3	0,0	1,7	0,00	0,01	13,16
4	113,8	2,7	0,40	0,01	31,16
5	0,0	4,5	0,00	0,02	13,16
6	102,9	2,5	0,36	0,01	31,16
7	0,0	4,3	0,00	0,02	13,16
8	105,7	2,4	0,37	0,01	31,16
9	0,0	4,2	0,00	0,02	13,16
10	115,9	2,6	0,40	0,01	31,16
11	0,0	4,4	0,00	0,02	13,16
12	0,0	0,6	0,00	0,00	13,16
13	7,4	1,4	0,03	0,01	31,16
14	0,0	0,0	0,00	0,00	13,16
15	0,0	0,0	0,00	0,00	31,16
16	0,0	1,2	0,00	0,01	13,16
17	0,0	1,7	0,00	0,01	13,16
18	0,0	1,7	0,00	0,01	13,16
19	0,0	2,2	0,00	0,01	13,16
20	0,0	2,4	0,00	0,01	13,16
21	0,0	3,4	0,00	0,02	13,16
22	0,0	3,5	0,00	0,02	13,16
23	0,0	1,8	0,00	0,01	13,16
24	0,0	3,0	0,00	0,01	13,16

7.3.6. Αναλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

7.3.6.1 Γενικά στοιχεία υπολογισμών

α. Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

<i>a/a</i>	<i>Σύμβολο</i>	<i>Συνομογραφία</i>	<i>Τιμή</i>
			<i>Μονάδος</i>
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός στύλου σε διάτμηση	0,0 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. μήκος θλίψης κορμού στύλου	0,000 m
3	ω	Συν. αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού στύλου	0,00
4	λ_p	Λυγηρότητα κορμού στύλου	0,00
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού στύλου	0,00
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός στύλου σε θλίψη	2498,9 kN

7.3.6.2 Γεωμετρικά στοιχεία βραχέων T

α Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

Σειρά Κοχλιών	Πλάκα έδρασης					
	Μεμονωμένη σειρά			Μέλος ομάδας		
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]
1	0,447	0,719	0,4 47	0,719	0,000	0,000
2	0,581	0,938	0,5 81	0,938	0,533	0,762
3	0,000	0,000	0,0 00	0,000	0,000	0,000
4	0,000	0,000	0,0 00	0,000	0,000	0,000

β Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T μεμονωμένης σειράς για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Σειρά Κοχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$F_{T,1,Rd}$	$F_{T,2,Rd}$	$F_{T,3,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$
	[κN]	[κN]	[κN]	[κN]
1	2142,2	2142,2	1176,5	1176,5
2	2788,2	2788,2	1176,5	1176,5
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

γ Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T μεμονωμένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff,t,wc}$ [m]	$F_{t,wc,Rd}$ [κN]
1	0,447	999999,0
2	0,581	2869,1
3	0,000	0,0
4	0,000	0,0

δ Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μεμονομένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$F_{t,c,fb}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]
1	0,0	1176,5	999999,0	0,0
2	0,0	1176,5	2869,1	0,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

7.3.6.3 Υπολογισμός βραχέων T για ομάδες σειρών**α Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}**

Ομάδα Κοχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]
1-2				
1-3				
2-3	0,533	0,762	0,533	0,762
1-4				
2-4	0,533	0,762	0,533	0,762
3-4	0,000	0,000	0,000	0,000

β. Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T ομάδων σειρών για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Ομάδα Κοχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1-2				
1-3				
2-3	2554,7	2554,7	2353,0	2353,0
1-4				
2-4	2554,7	2554,7	3529,4	2554,7
3-4	0,0	0,0	2353,0	0,0

γ. Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T ομάδων σειρών

	Πλάκα έδρασης			
Σειρά	$b_{eff_t_wc}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,t,ep}$	$F_{t,t,wc}$
Κοχλιών	[m]	[kN]	[kN]	[kN]
1-2				
1-3				
2-3	0,533	2628,8	1176,5	1452,3
1-4				
2-4	0,533	2628,8	1378,2	1452,3
3-4	0,000	0,0	0,0	0,0

7.3.6.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

	lim_{F_t}	MIN lim_{F_t}			
Σειρά	$,c,fb$	$,t,ep$	$,t,wc$	$F_{t,Rd}$	
[/]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	0,0	0,0	0,0	0,0	
2	0,0	0,0	0,0	0,0	
3	0,0	0,0	0,0	0,0	
4	0,0	0,0	0,0	0,0	

7.3.7. Αντοχή σύνδεσης**7.3.7.1 Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης**

$$N_{j_Rd} = -4641,2 \text{ [kN]}$$

$$M_{j_Rd} = -201,7 \text{ [kNm]}$$

$$V_{j_Rd} = 2614,4 \text{ [kN]}$$

7.3.8. Δυσκαμψία Κόμβου**7.3.8.1 Πίνακας Δυσκαμψίας****Συντελεστές Δυσκαμψίας Κόμβου (mm)**

	k13	k15	k16	k_eff	k_C	k_T	z	kj
	30,33					30,33	484,0	15,16
Σειρά 1:		29,95	4,56	34,51				
Σειρά 2:		35,72	4,56	40,28				

7.3.8.2 Ταξινόμηση Κόμβου

$$S_{j,ini}/(EI/L) = 13,16 > 12 \quad (\text{Περιοχή 1: Ακαμπτος κόμβος})$$

$$\lambda_0 = 0,30 < 1.36$$

$$S_{j,ini} = 710443 \text{ kNm/rad}$$

$$\mu = 2,34$$

$$S_j = 304136 \text{ kNm/rad}$$

Κεφάλαιο 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου, το οποίο είναι κανονικής μορφής σε κάτοψη και καθ' ύψος. Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκεια σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την κάλυψη των αναγκών για τις οποίες κατασκευάστηκε. Από την μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή μας είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού και παράλληλα τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν, βρέθηκαν εντός των προβλεπόμενων από τους κανονισμούς ορίων.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των δράσεων επί της κατασκευής, και συγκεκριμένα, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσω των δυσμενέστερων συνδυασμών δράσεων, βλέπουμε ότι κύρια φόρτιση στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι ο σεισμός, λόγω του μεγάλου όγκου και βάρους της κατασκευής. Για το λόγο αυτό, η τοποθέτηση υποστυλωμάτων σταυροειδούς διατομής και κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας για την παραλαβή των σεισμικών φορτίων είναι καθοριστικής σημασίας.

Πρέπει να επισημανθεί ότι το κτίριο μελετήθηκε με χρήση Ευρωκωδίκων και των Εθνικών Προσαρτημάτων. Για να μην αστοχεί καμία διατομή στο υπό μελέτη κτίριο, επιλέχθηκαν σύνθετες διατομές σταυροειδούς μορφής για τα υποστυλώματα μιας και οι μονομελείς βγήκαν ανεπαρκείς.

Η διαστασιολόγηση βασίστηκε στην πλήρη αξιοποίηση της αντοχής των περισσότερων μελών της κατασκευής, οι οποίες ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, και οι οποίες παράλληλα οδηγούσαν στο μέγιστο δυνατό συντελεστή εκμετάλλευσης τους.

Όσον αφορά την σεισμική φόρτιση, έγινε ανάλυση με την δυναμική φασματική μέθοδο (πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης). Απαιτήθηκαν 60 ιδιόμορφες έτσι ώστε το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώνει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά x και y .

Συνοψίζοντας τα παραπάνω διαπιστώνεται ότι η κατασκευή του εν λόγω κτηρίου γραφείων με την εμφανιζόμενη διάταξη φέροντος οργανισμού και τις διατομές κυρίων και δευτερευόντων μελών είναι ασφαλής και σύμφωνη με τους Ισχύοντες Εθνικούς Κανονισμούς.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Ευρωκώδικας 1 (ENV 1991-1-1)
2. Ευρωκώδικας 3 (ENV 1991-1-1992)
3. Ελληνικός Κανονισμός ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000)
4. Ελληνικός Κανονισμός τεχνολογίας Σκυροδέματος
5. Fespa for windows – Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς
6. Fespa for windows- Πρόσθετες οδηγίες χρήσης
7. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός – Έκδοση 2000
8. Βάγιας Ι.- Ερμόπουλος Ι.- Ιωαννίδης Γ., «Σιδηρές Κατασκευές», Τόμος Ι, Κλειδάριθμος 1997
9. ΕΜΚ ΔΕ 2014/02 , Μιχαήλ Τζαγκαράκης