



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

**Αποτίμηση Και Ενίσχυση Υφιστάμενου Διώροφου Κτιρίου
Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2023**



Φοιτήτρια: Καλύβα Μαρία
ΑΜ: 19493257

Επιβλέπουσα Καθηγήτρια

Σταυρούλα Δενεζάκη

ΑΘΗΝΑ-ΑΙΓΑΛΕΩ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2023

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

Σταυρούλα Δενεζάκη Λέκτορας -Εφαρμογών Επιβλέπουσα	Τριαντάφυλλος - Κόκκινος Αν. Καθηγητής Μέλος	Νικόλαος Πνευματικός Καθηγητής Μέλος
(Υπογραφή)	(Υπογραφή)	(Υπογραφή)

Copyright © Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ και ΚΑΛΥΒΑ ΜΑΡΙΑ,

ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2023

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τους συγγραφείς.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον/την συγγραφέα του και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις θέσεις του επιβλέποντος, της επιτροπής εξέτασης ή τις επίσημες θέσεις του Τμήματος και του Ιδρύματος.

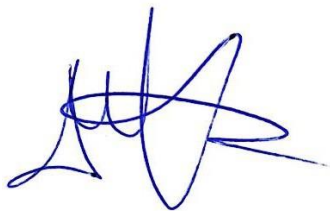
ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η κάτωθι υπογεγραμμένη ΚΑΛΥΒΑ ΜΑΡΙΑ του ΣΤΕΦΑΝΟΥ, με αριθμό μητρώου 19394257 φοιτήτρια του Προγράμματος Διπλωματικών Σπουδών «ΝΕΟ ΠΣ - 5 ΕΤΗ» του Τμήματος ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ της Σχολής ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, δηλώνω ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της, είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Η Δηλούσα
Καλύβα Μαρία



*Αφιερωμένη στον σύζυγό μου Αλέξανδρο,
τις τρεις κόρες μας Χαρά, Ελένη και Νεφέλη
και τη μητέρα μου!*

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής αυτής εργασίας αισθάνομαι την ανάγκη να εκφράσω τις ειλικρινείς και από καρδιάς ευχαριστίες μου σε όσους συνέβαλαν σε αυτό.

Πρώτα απ' όλα, στον καθηγητή μου κ. Αθανάσιο Αυτουσμή για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε μαζί με την επιβλέπουσα καθηγήτρια κα. Σταυρούλα Δενεζάκη, την υπομονή, τη συνεχή καθοδήγηση και την αμέριστη υποστήριξη, μα κυρίως για το ότι μέσα από τη διαδικασία αυτή με έκανε να διερευνήσω, να εξετάσω και τελικά να αγαπήσω το κομμάτι αυτό του ελέγχου υφιστάμενων κατασκευών αλλά και των ενισχύσεων.

Θέλω επίσης να ευχαριστήσω τους μοναδικούς εκείνους ανθρώπους και πολύτιμο κομμάτι στη ζωή μου που πίστεψαν σε μένα, με δίδαξαν να γίνομαι δυνατότερη και πιο επίμονη αλλά και ανέχτηκαν την απαιτητική αυτή διαδικασία των τελευταίων ετών. Μιλώ για την οικογένεια μου που με την αμέριστη συμπαράσταση και υπομονή που μου έδειξαν αλλά και την θετική τους σκέψη, στην δύσκολη εποχή των μεγάλων προκλήσεων, συνέβαλαν στην εκπλήρωση του στόχου μου. Τέλος δεν θα μπορούσα να παραλείψω ένα μεγάλο ευχαριστώ τους γονείς μου, στη μητέρα που στάθηκε βράχος στην οικογένειά μου, και είμαι σίγουρη πως κοιτούν από ψηλά περήφανοι για την πορεία μου ως εδώ.

Καλύβα Μαρία

Προπτυχιακή φοιτήτρια ΠΑΔΑ

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής.

Ασχολείται δε με το ευαίσθητο και πολυδιάστατο θέμα της αποτίμησης και ενίσχυσης υφιστάμενου κτιρίου που βρίσκεται στον Δήμο Ηρακλείου Αττικής, αποτελούμενο από δύο ορόφους που μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1973 και στο οποίο επιχειρείται πρόβλεψη ενός ακόμη ορόφου.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και σχεδιάστηκε σύμφωνα με τις τότε ισχύουσες διατάξεις του Κανονισμού Σκυροδέματος (ΒΔ 19-2-1959) και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (1959).

Οι ανεπάρκειες σε κάποια μέλη που κατέδειξε ο έλεγχος σε συνδυασμό με την σπουδαιότητα του κτιρίου, οδήγησαν στην ανάγκη βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς του.

Από την εξέταση του κτιρίου παρουσιάζονται προβλήματα ανεπάρκειας σε κάποια στοιχεία και προτείνεται η ενίσχυση της κατασκευής ώστε να ικανοποιεί τα κριτήρια του σημερινού αντισεισμικού κανονισμού (ΕΑΚ 2000), και να βελτιωθεί συνολικά η συμπεριφορά του κτιρίου.

Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) και του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3.

Αναλύονται οι συνήθεις μέθοδοι επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές, παρουσιάζοντας τις εναλλακτικές λύσεις που υπάρχουν, τους κανονισμούς που διέπουν την επέμβαση και τον τρόπο με τον οποίο η εξεταζόμενη κατασκευή μπορεί να προσομοιωθεί και να προστεθεί στο πρόγραμμα Statics που χρησιμοποιείται για τους απαραίτητους υπολογισμούς.

Στο **Κεφάλαιο 1** γίνεται ιστορική αναφορά στους Αντισεισμικούς Κανονισμούς από το 1959 έως σήμερα και τίθεται το σημαντικό θέμα του των επεμβάσεων με τον ορισμό των βασικότερων εννοιών που επιβάλλεται να κατανοηθούν εξ' αρχής και τη διατύπωση των αρχών που διέπουν την αποτίμηση. Επίσης παρουσιάζονται οι βασικότερες και ευρύτερα γνωστές μέθοδοι ενίσχυσης μιας υφιστάμενης κατασκευής και παρουσιάζονται αναλυτικότερα οι στόχοι της διπλωματικής.

Στο **Κεφάλαιο 2** παρουσιάζονται αναλυτικότερα οι ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων , τα βήματα που ακολουθεί ο μελετητής για την αποτίμηση και ανασχεδιασμό μια υφιστάμενης κατασκευής.

Στο **Κεφάλαιο 3** γίνεται αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης για την εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και δίδεται ιδιαίτερη έκταση στην ελαστική στατική (γραμμική) ανάλυση.

Στο **Κεφάλαιο 4** επισημαίνουμε τις κυριότερες μεθόδους επεμβάσεων/ενισχύσεων των κατασκευών και αναλύουμε κάθε μια ξεχωριστά με τα πλεονεκτήματα αλλά και τα μειονεκτήματά της και πως γίνεται η ορθή επιλογή ανάλογα με τον κύριο επιδιωκόμενο στόχο.

Το **Κεφάλαιο 5** περιγράφεται η διαδικασία της αποτίμησης του φορέα μέσω της ελαστικής στατικής ανάλυσης στο πρόγραμμα Statics, παρουσιάζεται το προσομοίωμα του φορέα και ο τρόπος εισαγωγής του στο λογισμικό πρόγραμμα. Ορίζονται οι ιδιότητες του υλικού, οι ιδιότητες της διατομής, τα φορτία και οι σεισμοί σχεδιασμού και τέλος παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

Λέξεις – κλειδιά

Αποτίμηση , Έλεγχος, Ανασχεδιασμός, Ενισχύσεις - Επεμβάσεις

Abstract

This thesis was prepared in the framework of the undergraduate program of the Department of Civil Engineering of the University of West Attica.

It deals with the sensitive and multidimensional issue of the valuation and enhancement of an existing building located in the Municipality of Heraklion Attica, consisting of two floors that were designed and built in 1973 and in which an examination of one more floor is being attempted.

The load-bearing body of the building is made of reinforced concrete and was designed in accordance with the then applicable provisions of the Concrete Regulation (ND 19-2- 1959) and the Greek Anti-Seismic Regulation (1959).

The inadequacies in some members demonstrated by the inspection combined with the importance of the building, led to the need to improve its seismic behavior.

From the examination of the building, problems of deficiency in some elements are presented and it is proposed to strengthen the construction, in order to meet the criteria of the current anti-seismic regulation (EAK 2000), and to improve the overall behavior of the building.

The analyzes are carried out based on the Intervention Regulation (KANEPPE) and Eurocode 8 Part 3.

The methods of interventions in existing constructions in general are analyzed, the alternative solutions that exist, the regulations that govern the interventions, as well as the way of simulating the construction examination and addition to the Statics program which was used for the required calculations are presented.

In **Chapter 1**, a historical reference is made to the Anti-Seismic Regulations from 1959 to the present day and the important issue of interventions is raised with the definition of the basic concepts that must be understood from the beginning and the formulation of the principles governing the valuation. The basic and most widely known methods of strengthening an existing structure are also presented, and the objectives of the diplomacy are presented in more detail.

In **Chapter 2**, the applicable regulatory provisions of the Interventions Regulation are presented in more detail, the steps followed by the designer for the valuation and redesign of an existing construction.

Chapter 3, reference is made to the methods of analysis for the preparation of any valuation or relationship study according to ΚΑΝ.ΕΠΕ, and special scope is given to elastic static (linear) analysis.

In **Chapter 4**, we highlight the main methods of intervention/reinforcement of constructions and analyze each one separately with its advantages and disadvantages and how to make the right choice depending on the main objective.

Chapter 5 describes the process of evaluating the carrier through the elastic static analysis in the Statics program, presents the simulation of the carrier and how to import it into the software program. The requirements of the materials, the characteristics of the cross-sections, the loadings and the design earthquake are defined, while finally the results are listed..

Keywords

Evaluation, Analysis, Redesign, Reinforcements - Interventions.

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ^ο	13
1 ΓΕΝΙΚΑ-ΕΝΟΙΕΣ.....	13
1.1 Εισαγωγή	13
1.2 Σκοπός και στόχοι	16
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο	17
2. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ) ΣΤΑΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ - ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ – ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ.....	17
2.1 Εισαγωγή	17
2.2 Στάδια μελέτης υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ	18
2.2.1 Συλλογή στοιχείων, έρευνα του ιστορικού του κτιρίου, αποτύπωση φέροντος οργανισμού (Φ.Ο), καταγραφή των ζημιών και βλαβών κλπ	18
2.2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ)	20
2.2.3 Στάθμη επιτελεστικότητας και στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού.....	22
2.2.4 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.	24
2.2.5 Συνεκτίμηση τοιχοποιών πλήρωσης	26
2.2.6 Εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς q , του δείκτη ανεπάρκειας λ και μορφολογική κανονικότητα.....	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ^ο	31
3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ.....	31
3.1 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με τις προϋποθέσεις εφαρμογής.....	31
3.2 Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση	32
3.2.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής (ισοδύναμης) στατικής ανάλυσης	34
3.2.2 Υπολογισμός ισοδύναμων στατικών φορτίων στη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς.....	35
3.2.3 Υπολογισμός ισοδύναμων στατικών φορτίων στη μέθοδο των τοπικών δεικτών.....	35
3.2.4 Δυνάμεις στα διαφράγματα	36
3.3 Έλεγχος οριακών καταστάσεων	36
3.4 Επανεκτίμηση και επαλήθευση του δείκτη συμπεριφοράς q	37
3.5 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης	38
3.6 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων.	39
3.7 Έλεγχοι ασφαλείας και στάθμης επιτελεστικότητας.....	41
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ^ο	42
4. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΧΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	42
4.1 Ενίσχυση της κατασκευής συνολικά	42
4.2 Τεχνολογίες και τεχνικές επεμβάσεων	43
4.2.1 Εμφάνωση πλαισίων.....	44

4.2.2 Κατασκευή μεταλλικών συνδέσμων	47
4.2.3 Κατασκευή πλευρικών πτερυγίων (μικρών τοιχωμάτων) σε συνέχεια υποστυλωμάτων	48
4.2.4 Κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος	49
4.2.5 Προσθήκη μανδύων από FRP (ινοπλισμένα πολυμερή)	53
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ^ο	57
5. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΣΤΟΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ - ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	57
5.1 Εισαγωγή.....	57
5.2 Παρουσίαση του φορέα.....	57
5.3 Περιγραφή Υφιστάμενου κτιρίου	60
5.4 Αποτύπωση υφιστάμενου δομήματος.....	60
5.5 Ανασχεδιασμός	60
5.5.1 Γενικά	60
5.5.2 Τιμές μεταβλητών - συντελεστών.....	61
5.5.3 Έλεγχος φερόντων στοιχείων	61
5.5.4 Παραδοχές φορτίσεων	62
5.6 Δράσεις	62
5.6.1 Μόνιμα- Κινητά.....	62
5.6.2 Σεισμική διέγερση.....	63
5.6.3 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	63
5.7 Περιγραφή φορέα	64
5.7.1 Μεθοδολογία ανάλυσης.....	64
5.7.1 Εξιδανίκευση γεωμετρίας και ακαμψίας των μελών του φορέα.....	64
5.7.2 Εξιδανίκευση φορτίσεων	65
5.8 Διαστασιολόγηση	66
5.8.1 Θεμελιώσεις.....	67
5.8.1.1 Κοιτοστρώσεις	67
5.8.1.2 Περιμετρικά τοιχεία υπογείων.....	67
5.9 Γενικοί έλεγχοι - Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί	68
5.10 Προσομοίωση του φορέα σε λογισμικό πρόγραμμα	72
5.11 Συγκεντρωτικά στοιχεία σταθμών από ισοδύναμη στατική ανάλυση.....	75
Βιβλιογραφία – Πηγές.....	122
Websites	123

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^Ο

1 ΓΕΝΙΚΑ-ΕΝΟΙΕΣ

1.1 Εισαγωγή

Η χώρα μας αποτελεί μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή. Σκοπός ενός μηχανικού είναι να μελετήσει την απόκριση των κατασκευών στις οριζόντιες αυτές δυνάμεις και να εφαρμόσει κατάλληλα τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Κάνοντας μια ιστορική αναδρομή θα δούμε πως η έντονη σεισμική δραστηριότητα επικρατούσε στον Ελλαδικό χώρο από την Αρχαιότητα ακόμη, όμως οι κυριότεροι από τους σεισμούς αυτούς του 20ου αιώνα σύμφωνα με το Αστεροσκοπείο Αθηνών είναι αυτός στις 11 Αυγούστου 1903 στα Κύθηρα της τάξεως των 7,2 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ στις 26 Ιουνίου 1926 στην Ρόδο με σεισμό 8,0R καθώς και στις 12 Αυγούστου του 1953 μεταξύ Κεφαλονιάς-Ζακύνθου-Ιθάκης όπου καταγράφηκε και ως ο φονικότερος σεισμός στη χώρα μας με 455 νεκροί 21 αγνοούμενους και 2.412 τραυματίες και τρία ισοπεδωμένα νησιά.

Παρόλου που αναφερόμαστε σε έναν σεισμό μιλώντας σε κλίμακα R σχετικά με το μέγεθος του, στην πραγματικότητα το πόσο καταστροφικός θα είναι επηρεάζεται και από άλλα μεγέθη ,πιο σύνθετα. Συντελούνται παράλληλα παράγοντες όπως το μέγεθος, η δομή του εδάφους, τα ποιοτικά χαρακτηριστικά των κατοικιών, η εδαφική επιτάχυνση, ο χρόνος και η διάρκεια της δόνησης κ.α.

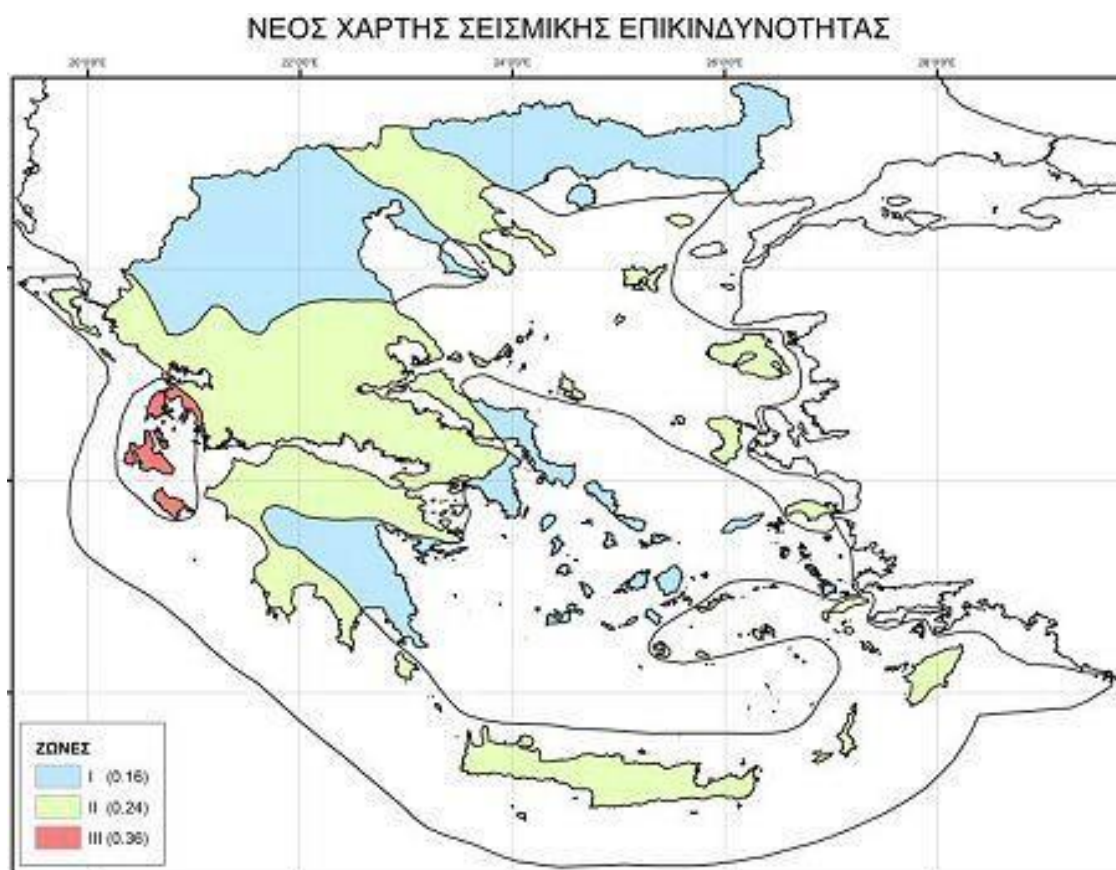
Μετά τον σεισμό του 1953 απαιτήθηκε η θεσμοθέτηση ενός πρώτου εθνικού αντισεισμικού κανονισμού υποχρεωτικού στην εφαρμογή του και συγκεκριμένα του « ΒΔ 19-2- 1959 (ΦΕΚ 36Α/26-2-1959) "Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων"».

Ο πρώτος αυτός κανονισμός βελτιώθηκε το 1984 με κάποια επιπλέον άρθρα ώσπου το έτος 1995 ήταν σε πλήρη και αποκλειστική χρήση σαν κανονισμός ο Ν.Ε.Α.Κ. (Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός).

Το 2001 συντάχθηκε κατά κοινή ομολογία ίσως ένας από τους καλύτερους αντισεισμικούς κανονισμούς, ο Ε.Α.Κ.2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός – ΕΚΩΣ 2000) όπου χρησιμοποιείται μέχρι και σήμερα με το αρχικό κείμενο να έχει υποστεί τις απαραίτητες τροποποιήσεις, συμπληρώσεις και διευκρινήσεις το έτος 2003 και 2004.

Πλέον από το έτος 2014 (με το ΦΕΚ 1457/2014) γίνεται χρήση είτε αυτούσια ο Ε.Α.Κ.2000 ή αποκλειστικά ο Ευρωκώδικας EC8.

Η εφαρμογή των αντισεισμικών κανονισμών αποτελεί θεμελιώδες μέτρο αντισεισμικής προστασίας, καθώς καθορίζει ένα ελάχιστο επίπεδο ασφάλειας που πρέπει να πληρούν οι κατασκευές, σε αναλογία με το κόστος που επωμίζεται η κοινωνία και το κράτος. Η αύξηση της οικοδομικής δραστηριότητας τη δεκαετία 1970 σε συνδυασμό με την αυξανόμενη σεισμική δραστηριότητα και την ποικιλομορφία των κτηρίων οδήγησε την πολιτεία στις παραπάνω τροποποιήσεις των αντισεισμικών κανονισμών.



Εικόνα 1.1 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας (ΟΑΣΠ)

Γεννήθηκε έτσι η ανάγκη ελέγχου των κατασκευών που είχαν μελετηθεί – κατασκευασθεί με προγενέστερους κανονισμούς και τελικά το 2012 θεσπίζεται ο πρώτος Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) ο οποίος αναθεωρείται το 2017 με το ΦΕΚ 2984-Β-30/8/2017, βάσει του οποίου ορίζονται τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κτηρίων που είτε έχουν υποστεί βλάβες είτε όχι καθώς και οι κανόνες εφαρμογής αντισεισμικού ανασχεδιασμού μαζί με τις πιθανές παρεμβάσεις-ενισχύσεις που απαιτούνται.

Ο μελετητής μηχανικός κατά την επιλογή της μεθόδου σχεδιασμού ή των συνδυασμών των μεθόδων που θα εφαρμόσει θα πρέπει να λάβει υπόψη από κοινού με τον κύριο του έργου την πλέον οικονομική αλλά και πρακτικά εφαρμόσιμη, σύμφωνα πάντα με τα επιστημονικά δεδομένα.

Για πρώτη φορά εισάγεται η έννοια της στάθμης επιτελεστικότητας, η επιθυμητή δηλαδή συμπεριφορά της κατασκευής στην αντίστοιχη αντισεισμική δράση σχεδιασμού.

Σε συνέχεια της στρατηγικής που επιλέξαμε να ακολουθήσουμε προχωράμε στον ανασχεδιασμό ,την επιλογή των καταλληλότερων επεμβάσεων και την εφαρμογή της προμελέτης. Εάν από την προμελέτη προκύψει η ικανοποιητική ανταπόκριση της ενισχυμένης κατασκευής στην επιλεγθείσα στρατηγική ανασχεδιασμού ,τότε προχωράμε στην εκπόνηση της οριστικής μελέτης που αποτελείται από τον πλήρη σχεδιασμό των επεμβάσεων της προμελέτης.

Έννοιες οι οποίες θα μας απασχολήσουν και είναι απόλυτα συνδεδεμένες με την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής είναι οι παρακάτω:

- Σεισμική συμπεριφορά: Αποτελεί απαραίτητο αρχικό στάδιο στον ανασχεδιασμό και αφορά στην αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής δηλαδή την ποσοτική εκτίμηση και τον έλεγχο της επάρκειας της κατασκευής απέναντι σε μια συγκεκριμένη σεισμική δράση. Μέσω αυτής αντιμετωπίζονται τα ευαίσθητα και επιρρεπή τμήματα της κατασκευής και οδηγείται ο μελετητής στην επιλογή του είδους ενίσχυσης που θα εφαρμόσει.
- Βλάβες: Με τον όρο αυτό λαμβάνονται υπόψη τυχόν διαφορές και ζημιές στην γεωμετρία του φορέα αλλά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των στοιχείων του δομήματος. Εμφανείς λέγονται οι βλάβες που ο μελετητής μηχανικό δύναται να εντοπίσει κατά την επιτόπου αυτοψία και έλεγχο του έργου.
- Επισκευή: Καλούμε επισκευή την επέμβαση σ' ένα φορέα που έχουμε εντοπίσει βλάβες , μέσω της οποίας επιχειρείται η επαναφορά του στοιχείου στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.
- Ενίσχυση φορέα: Καλούμε την αναβάθμιση της αντοχής του σε εξωτερικές δράσεις , π.χ στον σεισμό, σε σχέση με τον αρχικό σχεδιασμό της. Κρίνεται πολλές φορές

απαραίτητη ως συμπλήρωση της επισκευής προκειμένου η κατασκευή να ανταποκριθεί πιο ικανοποιητικά στις σεισμικές δράσεις.

- Κανονικότητα ή μη σε κάτοψη: περιγράφει την γεωμετρική ομοιομορφία ή όχι της κάτοψης μιας κατασκευής η οποία επηρεάζει την γενική συμπεριφορά του φορέα αρνητικά ή θετικά. Οι γεωμετρικές αυτές μεταβολές μπορεί να αφορούν σε ανομοιομορφη κατανομή της δυσκαμψίας ή της μάζας καθ' ύψος ή και σε κάτοψη, σε μη κανονική κάτοψη, σε έλλειψη πλαισίων δυσκαμψίας σε οποιαδήποτε από τις δύο κύριες διευθύνσεις κλπ.

1.2 Σκοπός και στόχοι

Μέσω της παρούσης διπλωματικής εργασίας θα επιχειρήσουμε να ερευνήσουμε την αποτίμηση μιας υφιστάμενης διώροφης κατοικίας που έχει κατασκευασθεί το 1973 και έχει μελετηθεί με το ΒΔ 19-2-1959, την μελέτη της στατικής επάρκειας του φορέα, την ενίσχυσή του με την καταλληλότερη από την προμελέτη μέθοδο λαμβάνοντας υπόψη την πρόβλεψη προσθήκης ενός ακόμη ορόφου.

Το υπάρχον κτήριο αποτελείται από 2 ορόφους και γίνεται η προσθήκη ενός ακόμη ορόφου. Ο φέρων οργανισμός του υφιστάμενου κτηρίου αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα (ΟΣ) ποιότητας σκυροδέματος C12/15 και χάλυβα S220.

Από τη μελέτη προκύπτει η ανάγκη ενίσχυσης ώστε ότι ο φέρων οργανισμός του κτηρίου μετά την κατασκευή της προσθήκης να φέρει με ασφάλεια τα προβλεπόμενα φορτία για στάθμη επιτελεστικότητας B1, και σπουδαιότητα Σ2.

Από την επί τόπου αυτοψία διαπιστώθηκε ότι ένα τμήμα του κτηρίου δεν έχει κατασκευασθεί. Το κτίριο δεν παρουσιάζει οποιουδήποτε είδους ζημιές ή φθορές από σεισμικές ή άλλες δράσεις καθώς επίσης και καθιζήσεις ή αστοχίες του εδάφους. Δεν διαπιστώθηκαν γενικά ρωγμές στον φέροντα οργανισμό από φορτίσεις, δεν βρέθηκαν κακοτεχνίες, κοντά υποστυλώματα, αλλαγή χρήσεως και η κάτοψη κατά κανόνα έχει συμμετρικά κατανεμημένη δυσκαμψία. Επίσης δεν παρατηρήθηκαν φθορές στους οπλισμούς ή γενικά στον φέροντα οργανισμό λόγω περιβαλλοντικών δράσεων (διάβρωση, μηχανική φθορά, ενανθράκωση σκυροδέματος κ.τ.λ.). Τέλος δεν παρατηρήθηκαν στο κτίριο είτε σε γειτονικά κτίρια ρηγματώσεις ή άλλα στοιχεία που να υποδηλώνουν καθιζήσεις ή αστοχίες του εδάφους.

Η μελέτη αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου έχει σκοπό να ελέγξει εάν το κτίριο είναι ικανό να φέρει με «ασφάλεια» (να προκαλούνται αποδεκτές βλάβες) τα σεισμικά φορτία της προσθήκης καθώς και τα προβλεπόμενα από τον ισχύοντα κανονισμό κινητά φορτία.

Τα φορτία που απαιτούνται για ένα κτίριο μπορούν να χωριστούν σε κατακόρυφα φορτία (μόνιμα, επικαλυπτόμενα και κινούμενα φορτία) και σε οριζόντια σεισμικά φορτία. Άλλα φορτία, όπως τα φορτία ανέμου και χιονιού, αγνοούνται καθώς δεν είναι κρίσιμα για ένα συγκεκριμένο κτίριο.

Προκειμένου να αποτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα του κτηρίου, θα γίνει επίλυση του φορέα έτσι όπως αυτός είναι σήμερα διαμορφωμένος και θα του επιβληθούν τα προβλεπόμενα φορτία τόσο της προσθήκης (μόνιμα) όσο και τα κινητά.

Τον ΚΑΝΕΠΕ εφαρμόζουμε για να μελετήσουμε τη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου, θεωρώντας ως στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασίας Ζωής» και σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε διάρκεια 50 ετών.

Επίσης θα ληφθούν υπ' όψη οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών που αποτελούν τον φέροντα οργανισμό. Στα προσομοιώματα που θα δημιουργηθούν θα επιβληθούν φορτίσεις οφειλόμενες στα νεκρά, κινητά και σεισμικά φορτία.

Στην ανάλυση που θα γίνει, λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των τοιχοποιιών (οπτοπλινθοδομών) στην παραλαβή κατακόρυφων και οριζοντίων δυνάμεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

2. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ) ΣΤΑΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ - ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ – ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ.

2.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι διαδικασίες που πρέπει να ακολουθούνται από τους μελετητές κατά την αξιολόγηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών. Αναλύει τις εφαρμοστέες κανονιστικές διατάξεις των κανόνων επέμβασης.

2.2 Στάδια μελέτης υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μελέτη μια υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ , από την αποτύπωση της κατασκευής μέχρι την οριστική μελέτη ακολουθούν ως εξής:

Αποτίμηση:

- ✓ Συλλογή στοιχείων, έρευνα του ιστορικού του κτιρίου, αποτύπωση φέροντος οργανισμού (Φ.Ο), καταγραφή των ζημιών και βλαβών κλπ.
- ✓ Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.
- ✓ Στάθμη επιτελεστικότητας και στοιχεία αποτίμησης και ανασχεδιασμού.
- ✓ Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.
- ✓ Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης.
- ✓ Εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς q , του δείκτη ανεπάρκειας λ και μορφολογική κανονικότητα.
- ✓ Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με τις προϋποθέσεις εφαρμογής
- ✓ Έλεγχος οριακών καταστάσεων
- ✓ Επανεκτίμηση και επαλήθευση του δείκτη συμπεριφοράς q

Ανασχεδιασμός:

- ✓ Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης
- ✓ Διαστασιολόγηση επεμβάσεων.
- ✓ Έλεγχοι ασφαλείας και στάθμης επιτελεστικότητας

Οριστική Μελέτη

- ✓ Εφαρμογή των παραπάνω για την εκπόνηση της οριστικής μελέτης

2.2.1 Συλλογή στοιχείων, έρευνα του ιστορικού του κτιρίου, αποτύπωση φέροντος οργανισμού (Φ.Ο), καταγραφή των ζημιών και βλαβών κλπ.

Το πρώτο αυτό στάδιο ,αποτελεί και το βασικότερο στάδιο καθώς συλλέγουμε τις απαραίτητες πληροφορίες και τα στοιχεία για την αποτίμηση.

Η επιτόπια αυτοψία και έλεγχος της κατασκευής θα πρέπει να διενεργείται από τον αρμόδιο μελετητή μηχανικό που του έχει ανατεθεί η αποτίμηση και ο οποίος θα καταγράφει και θα συγκρίνει τα στοιχεία της αποτύπωσης με αυτά της συγκεκριμένης μελέτης.

Η αξιοπιστία των στοιχείων που συλλέγονται κατά την αποτύπωση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην αποτίμηση και τη διαμόρφωση της κατάλληλης στρατηγικής επεμβάσεων.

Για την αποτύπωση λαμβάνονται υπόψη τα σχέδια που έχει ο μελετητής στη διάθεσή του από την αρχική εγκεκριμένη μελέτη και εφόσον έχουν εφαρμοστεί, μαζί και οι τοίχοι πλήρωσης.

Κατά την διερεύνηση του ιστορικού της κατασκευής συλλέγουμε πληροφορίες σχετικές με:

- ✓ το έτος κατασκευής
- ✓ τις φάσεις κατασκευής
- ✓ τις επεμβάσεις που μπορεί να έχουν πραγματοποιηθεί μεταγενέστερα, τυχόν αλλαγές χρήσεις, μεταβολές των φορτίων κλπ.
- ✓ ύπαρξη βλαβών και φθορών κατά το παρελθόν οι οποίες αποκαταστάθηκαν και τον τρόπο με τον οποίο έγινε η αποκατάσταση αυτή.
- ✓ Επίδραση εξωτερικών δράσεων όπως για παράδειγμα ένας σεισμός, μια πυρκαγιά κλπ.

Ο μελετητής μηχανικός μέσω των απαραίτητων ενεργειών για την ολοκληρωμένη αποτύπωση, τεκμηριώνει τις παραδοχές πάνω στις οποίες θα βασιστεί η μελέτη του.

Κάποιες από τις ενέργειες αυτές είναι :

- ✓ Η αποτύπωση των αφανών στοιχείων (τρόπος θεμελίωσης, οπλισμών, τοίχοι πλήρωσης ,υλικά κλπ) με την εφαρμογή κάποιων τομών επί τόπου ή τη χρήση εξειδικευμένων μηχανικών μέσων. Στην περίπτωση που έχει διατεθεί υφιστάμενη μελέτη στον μελετητή μηχανικό , γίνεται δειγματοληπτικός έλεγχος για επιβεβαίωση των σχεδίων, των οπλισμών (με τρεις τουλάχιστον διερευνητικές τομές) και ειδικότερα των αγκυρώσεων, των κρίσιμων περιοχών και των συνδετήρων όπως εφαρμόστηκαν.
- ✓ Ο προσδιορισμός του εδάφους θεμελίωσης και η απαίτηση ή όχι νέας εδαφομηχανικής μελέτης. Για κτίρια σπουδαιότητας I ή II οι τιμές σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων λαμβάνονται από τη βιβλιογραφία.
- ✓ Η συνεκτίμηση άλλων παραγόντων όπως το φυσικό περιβάλλον, τα γειτονικά κτίρια κ.α

✓ Σε περίπτωση που δεν υπάρχει προηγούμενη μελέτη ή δεν έχει εφαρμοστεί , τότε η διερεύνηση όλων των παραπάνω , πραγματοποιείται από τον υπεύθυνο μελετητή μηχανικό με σύγχρονα τεχνικά μέσα και μη καταστροφικές μεθόδους σκανάροντας τον φ.ο του κτιρίου και λαμβάνοντας δείγματα (καρότα) για τον προσδιορισμό της ποιότητας του σκυροδέματος, αφού προηγουμένως έχει γίνει αναλυτική αποτύπωση των στοιχείων πλήρωσης.

✓ Η καταγραφή τέλος βλαβών και φθορών. Αν καταγραφούν βλάβες τότε α) αποτιμάται το υφιστάμενο κτίριο συνυπολογίζοντας τις βλάβες που έχει και ανάλογα του επιδιωκόμενου στόχου εκτιμάται αν θα γίνει ενίσχυση ή επισκευή ή τίποτα και β) εάν απαιτείται επέμβαση , αποτιμάται το κτίριο σαν να είχαν αποκατασταθεί πλήρως οι βλάβες (στην αρχική κατάσταση δηλαδή πρό βλαβών) και εν συνεχεία εκτιμάται βάσει του στόχου εάν θα γίνει απλά επισκευή ή επισκευή και ενίσχυση μαζί.

2.2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ)

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ) αφορά στην επάρκεια των πληροφοριών σχετικά με τις δράσεις ή/και αντιστάσεις και είναι κάτι που επιλέγει ο μελετητής μηχανικός στη φάση της διερεύνησης και τεκμηρίωσης ενός υφιστάμενου δομήματος. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 – §3.6).

Η αξιοπιστία των δεδομένων που συλλέγονται εξαρτάται από τα παρακάτω:

- Τη διαθεσιμότητα υφιστάμενης εγκεκριμένης μελέτης (τόσο από τους ιδιοκτήτες όσο και από το αρμόδιο Πολεοδομικό γραφείο που έχει εκδόσει την Οικοδομική Άδεια).
- Την περίοδο κατασκευής του δομήματος
- Την επάρκεια διερεύνησης της ποιότητας υλικών και του τρόπου δόμησης
- Τους τρόπους όπλισης, αγκυρώσεων και αναμονών
- Τους τρόπους κατασκευής, την κατάσταση και τα χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- Τις δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

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

Αναλυτικότερα,

- Αν διατίθενται σχέδια αρχικής εγκεκριμένης μελέτης:

Προέλευση δεδομένου	Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης ή ανωδομής	Πάχη, βάρη κλπ. Τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, επενδύσεων	Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης
Από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ
Από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
Από αναφορά (π.χ. υπόμνημα της αρχικής μελέτης)	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ

Πίνακας 2.1: Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

- Αν δεν διατίθενται σχέδια αρχικής εγκεκριμένης μελέτης:

Προέλευση δεδομένου	Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης ή ανωδομής	Πάχη, βάρη κλπ. Τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, επενδύσεων	Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης
Έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
Έχει προσδιοριστεί με έμμεσο αλλά επαρκώς αξιόπιστο τρόπο	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ
Έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση του Μηχανικού	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ

Πίνακας 2.2: Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

Η ΣΑΔ Δευτερευόντων όμως Στοιχείων επιτρέπεται να χαρακτηριστεί και ως «Ανεπαρκής»

Σύμφωνα με τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων που κάθε φορά προκύπτει επιλέγονται:

- Οι ορθοί συντελεστές ασφαλείας γf για συγκεκριμένες δράσεις συνδυαστικά με τους σωστούς συντελεστές γSd.
- Οι ορθοί συντελεστές ασφαλείας γm για τα συγκεκριμένα υλικά που υπάρχουν σε σχέση

με τους σωστούς συντελεστές γRd.

- Εφαρμόζεται η πιο ταιριαστή γενικά μέθοδος ανάλυσης και επανυπολογισμού και επιλέγεται για χρήση η δυσμενέστερη Σ.Α.Δ από τις επιμέρους.

2.2.3 Στάθμη επιτελεστικότητας και στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ενός Φέροντος Οργανισμού ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. , για την κάλυψη ευρύτερων κοινωνικών και οικονομικών αναγκών συναρτήσει του βαθμού της βλάβης του φέροντος οργανισμού του κτιρίου σε δεδομένους σεισμούς σχεδιασμού κατά τα παρακάτω:

1) Περιορισμένες βλάβες:

Σε αυτό το επίπεδο, υπάρχουν μικρές ζημιές στον φέροντα οργανισμό, επισκευάσιμες ζημιές σε μη φέροντα στοιχεία και κάποιες αραιές ρωγμές (τριχοειδείς και όχι καμπτικού τύπου).

Ωστόσο, η βασική λειτουργία της κατασκευής δεν διαταράσσεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού.

2) Σημαντικές βλάβες:

Παρουσιάζονται στη στάθμη αυτή επισκευάσιμες βλάβες στον Φέροντα Οργανισμό της κατασκευής, κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού και μετά. Ο Φέρον Οργανισμός διατηρεί σημαντικά περιθώρια δυσκαμψίας και αντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων. Δεν αντιμετωπίζουμε τραυματισμό και απώλεια ανθρώπινης ζωής αλλά επίσης ούτε αξιοσημείωτες ζημιές στο σώμα της κατασκευής. Η μετασεισμική επισκευή της κατασκευής ίσως κριθεί αντιοικονομική.

3) Οιονεί κατάρρευση:

Στη στάθμη αυτή κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού και μετά περιμένουμε να παρουσιαστούν πολύ σοβαρές, μη επισκευάσιμες συχνά βλάβες στον Φέροντα Οργανισμό, ο οποίος όμως δύναται να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία μετά τον σεισμό, οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αρκετά μεγάλες και έτσι ο φορέας δεν διαθέτει επαρκή περιθώρια ασφαλείας για την αποφυγή κατάρρευσης.

Υπολογίζουμε τη σεισμική δράση για πιθανή υπέρβασης σε περίοδο 50 ετών.

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού που απεικονίζονται στον Πίνακα 2.3. και αφορούν μόνο τον Φέροντα Οργανισμό. Δεν προβλέπονται αντίστοιχοι στόχοι για τα μη-φέροντα στοιχεία. Για την αποτίμηση ή ανασχεδιασμό του Φέροντος Οργανισμού σε υφιστάμενες κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας ο ΚΑΝΕΠΕ συνιστά κατ' ελάχιστον την υιοθέτηση του στόχου Β1 ή Β2, όμως είναι στην κρίση του κυρίου του έργου να επιλέξει κάποιον υψηλότερο στόχο.

υπέρβασης σεισμικής δράσης για περίοδο 50 ετών		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμένες βλάβες A	Σημαντικές βλάβες B	Οιονεί κατάρρευση Γ
1	10% (μέση περίοδος επαναφοράς 475 έτη)	A1	B1	Γ1
2	50% (μέση περίοδος επαναφοράς 72 έτη)	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.3: Στόχοι επιτελεστικότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο σεισμικός σχεδιασμός νέων κατασκευών αντιστοιχεί συνήθως στον στόχο Β2. Για κατασκευές μεγάλης σημασίας, όπου η λειτουργικότητα πρέπει να διατηρηθεί σε περίπτωση πολύ μεγάλου σεισμού, εφαρμόζεται συνήθως ο στόχος Α3, ο οποίος είναι ένας πολύ συντηρητικός σχεδιασμός.

Τον στόχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού επιλέγει ο κύριος του έργου με την προϋπόθεση ότι είναι ίσος ή υψηλότερος από τον ελάχιστο ανεκτό στόχο που ορίζεται από τη Δημόσια Αρχή. Ορίζεται ως εξής:

Κατηγορία σπουδαιότητας	Στόχοι
I	A1,A2,B1,B2,Γ1,Γ2
II	A1,A2,B1,B2,Γ1
III	A1,A2,B1

IV	A1,A2,B1
----	----------

Πίνακας 2.4: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ανά κατηγορία σπουδαιότητας

Στον καθορισμό των στόχων μεταξύ άλλων λαμβάνονται υπόψη και τα ακόλουθα κριτήρια:

- Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συνάθροισης κοινού, εγκαταστάσεις διαχείρισης έκτακτης ανάγκης, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).
- Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη οικονομικού συνόλου κατά τη δεδομένη χρονική περίοδο.

Θυμίζουμε στο σημείο αυτό ότι οι στόχοι αναφέρονται αποκλειστικά και μόνο στο Φέροντα Οργανισμό, δηλαδή το σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Δεν προβλέπονται στόχοι για το μη-φέροντα οργανισμό ο οποίος δε συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων ενώ τέλος οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν ταυτίζονται απαραίτητα. Μπορεί οι στόχοι ανασχεδιασμού να είναι μεγαλύτεροι από τους στόχους αποτίμησης.

2.24 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, ως κύρια χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμμετέχουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου όταν αυτό υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση ενώ ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα υπόλοιπα στοιχεία ή φορείς.

Για ένα στοιχείο ή φορέα που χαρακτηρίζεται ως δευτερεύον ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεσματικότητας και υπάρχει η δυνατότητα διαφοροποίησης ελέγχων για κάθε κατηγορία με αποτέλεσμα να επιτρέπονται μεγαλύτερες μετακινήσεις ή και βλάβες για τα δευτερεύοντα στοιχεία.

Παράλληλα στις τοιχοπληρώσεις δεν υπάρχει η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.

Η κύρια διαφορά μεταξύ αυτών των κατηγοριών έγκειται στο κατά πόσον ένα συγκεκριμένο στοιχείο ή δομή είναι κρίσιμο για την αντίσταση κατάρρευσης ενός κτιρίου. Επομένως τα δευτερεύοντα στοιχεία μπορεί να συμβάλλουν στην ανάληψη και κατακόρυφων φορτίων αλλά λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας δεν έχουν αξιόπιστο βαθμό

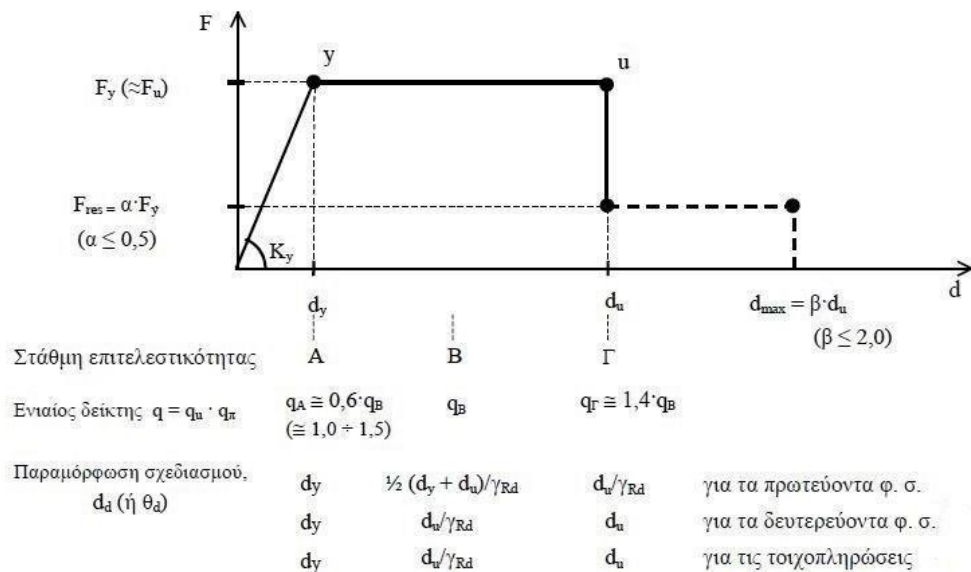
συνεισφοράς στην αντίσταση έναντι σεισμού.

Χρησιμεύει δε η κατηγοριοποίηση αυτή:

✓ Όταν υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία τα οποία δεν πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας, χωρίς όμως να συνεπάγεται αυτό αδυναμία ολόκληρου του φορέα.

✓ Κατά τον ανασχεδιασμό του κτιρίου που χρησιμοποιούνται νέοι φορείς (τοιχώματα, δικτύωματα, πλαίσια) και ο υφιστάμενος φορέας τότε μπορεί να θεωρηθεί ως δευτερεύων.

Η αναλογία των δευτερευόντων στοιχείων στη συνολική δυσκαμψία του δαπέδου δεν πρέπει να υπερβαίνει το 25%.



Σχήμα 2.1: Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς (για τα επιμέρους στοιχεία ή για το δόμημα ως σύνολο – Πηγή: διαδίκτυο)

Όπως φαίνεται στο σχήμα, για τα πρωτεύοντα στοιχεία, η οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού (d_d) ακόμη και για τη στάθμη Γ είναι μικρότερη αυτής που αντιστοιχεί στην οιονεί αστοχία (d_u) και μάλιστα με ικανοποιητική αξιοπιστία, που εκφράζεται μέσω του γ_{Rd} .

Για τα δευτερεύοντα στοιχεία από την άλλη, ο βαθμός βλάβης κατά το σεισμό δεχόμαστε να είναι μεγαλύτερος, ανάλογα και του αν πρόκειται για οριζόντια ή κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.

Επιπλέον αυτού, σχετικώς οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία μπορούν να μη συμμετέχουν στο προσομοίωμα και στον έλεγχο στη στάθμη Β και κυρίως στη Γ, σε περιπτώσεις ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

ανελαστικής ανάλυσης.

2.25 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ορίζονται στις κανονιστικές του διατάξεις οι βασικές αρχές οι οποίες διέπουν τη συμμετοχή-συνεκτίμηση των τοίχων πλήρωσης στην αποτίμηση και είναι οι εξής:

- ✓ Δεν συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών φορτίων.
- ✓ Συνιστάται να λαμβάνονται υπόψη οι σεισμικές μετακινήσεις.
- ✓ Εκτός εάν το κτίριο διαθέτει επαρκείς τοιχοποιίες σύμφωνα με τον EC 8 (περισσότερο από το 50% της διάτμησης θεμελίωσης), είναι υποχρεωτικό να λαμβάνεται υπόψη η σεισμική κίνηση όταν γίνεται παραδοχή σεισμικής κίνησης, εάν πρόκειται να επηρεάσει δυσμενώς τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο.
- ✓ Ο παρών κανονισμός δεν αναφέρεται σε τοιχοποιίες που έχουν κατασκευαστεί ταυτόχρονα με το σκελετό.

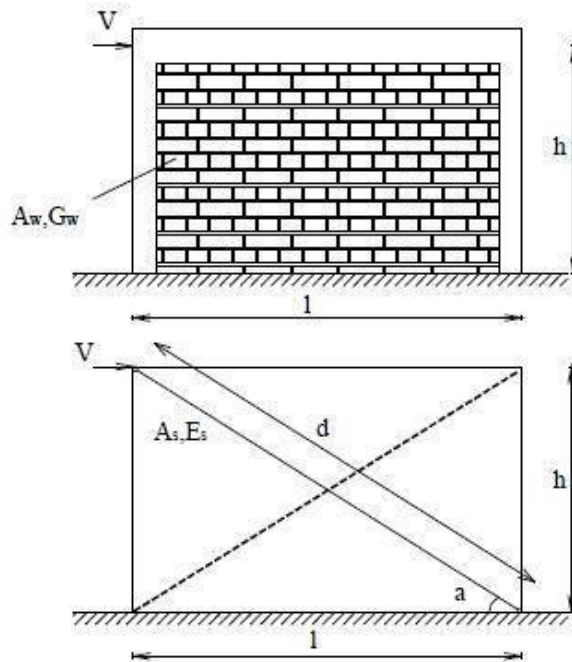
Εξαιρούνται κτίρια που έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί με κανονισμούς ΕΑΚ και ΕΚΟΣ 2000 και νεότερους τους ή όταν η πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία λόγω των τοιχοπληρώσεων δεν υπερβαίνει το 25% της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας ενός τουλάχιστον ορόφου.

Ταυτόχρονα, οι τοιχοποιίες δεν πρέπει να προκαλούν αύξηση της σεισμικής διάτμησης τουλάχιστον ενός κύριου κατακόρυφου στοιχείου ή μετατόπιση ενός ορόφου κατά περισσότερο από 15% σε οποιοδήποτε επίπεδο του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή δύναται να εφαρμοστεί άνευ προϋποθέσεων η ελαστική στατική (γραμμική) ανάλυση.

Οι υπάρχουσες συνήθεις και άοπλες τοιχοπληρώσεις, με ψαθυρή και αναξιόπιστη συμπεριφορά λαμβάνονται υπόψη μόνο στις στάθμες επιτελεστικότητας Α ή Β και ελέγχονται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων. Για τη στάθμη Γ δεν περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα και δεν ελέγχονται. Οι προστιθέμενες οπλισμένες τοιχοπληρώσεις ή οι υφιστάμενες που ενισχύθηκαν, είναι δυνατόν να ληφθούν υπόψη και για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ, με έλεγχο σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων και κατά περίπτωση.

Η προσομοίωση λαμβάνει χώρα:

- ✓ Δια της ισοδύναμης αμφι-αρθρωτής θλιβόμενης διαγώνιου με ακριβές πλάτος b , ή
- ✓ Δια του διατμητικού φατνώματος, ορθοτροπικού, με τέσσερις κόμβους αρθρώσεις δια των αντίστοιχων κόμβων του τοιχοπληρωμένου πλαισίου.



Σχήμα 2.2: Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Ποια η επιρροή των ανοιγμάτων:

- Εφόσον υπάρχει μεγάλο άνοιγμα σε άκρο κάθε φατνώματος τότε η τοιχοπλήρωση αμελείται.
- Εφόσον υπάρχει άνοιγμα στο κέντρο με εμβαδόν $< 20\%$ του αντίστοιχου φατνώματος τότε η επιρροή του αμελείται. Όταν το άνοιγμα είναι $> 50\%$ του αντίστοιχου φατνώματος τότε η τοιχοπλήρωση αγνοείται. Για ενδιάμεσες διαστάσεις λαμβάνονται δύο θλιπτήρες, από τη γωνία ως το μέσο της απέναντι δοκού.
- Δυο ανοίγματα που είναι μικρά το ένα κοντά στο άλλο, τα λαμβάνουμε σαν ενιαία που περιβάλλονται από τοιχοποιία.
- Και τελικά, αμελούμε την τοιχοπλήρωση που το φάτνωμά της δεν εφάπτεται στις δύο

άκρες με υποστύλωμα.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν αφορά φέρουσες τοιχοποιίες κατασκευασμένες ταυτόχρονα με το σκελετό ενώ στην πράξη οι τοιχοποιίες αυτές συνδέονται με το σκελετό μονολιθικά συμμετέχοντας έτσι στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων.

Συμπεριλαμβάνοντας τις τοιχοπληρώσεις στο υπολογιστικό μοντέλο παρατηρούμε τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

- Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας. Λαμβάνοντας υπόψη τις τοιχοπληρώσεις αυξάνονται τόσο η αντοχή όσο και η δυσκαμψία του κτιρίου με αποτέλεσμα τη βελτίωση των λόγων επάρκειας και άρα την απαίτηση λιγότερων έως καθόλου ενισχύσεων σε περιπτώσεις φορέων που κατά την ανάλυσή τους, χωρίς τις τοιχοπληρώσεις, απαιτούνταν ενίσχυση του Φέροντος Οργανισμού τους.
- Διεύρυνση των επιλογών ενίσχυσης. Όταν μια κατασκευή δεν πληροί τα κριτήρια επιτελεστικότητας, η ενίσχυση των τοιχοπληρώσεων αντί του φέροντος οργανισμού αποτελεί έναν απλούστερο και οικονομικότερο τρόπο συνολικής αύξησης της αντοχής του κτιρίου.
- Εντοπίζονται και αντιμετωπίζονται με πιο ρεαλιστικό τρόπο οι όποιοι μηχανισμοί αστοχίας.
- Η προσομοίωση της κατασκευής έρχεται πιο κοντά στην πραγματικότητα και ελέγχεται αν είναι πλήρης και επαρκής ο τρόπος ροής των δράσεων στον φορέα μέσω της προσομοίωσης των στοιχείων που ασκούν επιρροή.

2.2.6 Εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς q , του δείκτη ανεπάρκειας λ και μορφολογική κανονικότητα.

Κατά την φάση της αποτίμησης μια υφιστάμενης κατάστασης η τιμή του δείκτη συμπεριφοράς εξαρτάται από τα εξής:

- Την στατική επάρκεια βάσει των κανονισμών που ίσχυαν κατά την περίοδο κατασκευής του φορέα
- Σημαντική φθορά ή βλάβη στα κύρια ,πρωτεύοντα μέλη
- Την κανονικότητα της κατασκευής στους ορόφους και καθ' ύψος και την μη ύπαρξη μαλακού ορόφου
- -Αριθμός μελών που παρουσιάζουν πλαστική άρθρωση, που σχετίζεται με την υπερ-ανθεκτικότητα και την κανονικότητα του φορέα.
- Την εξάλειψη πιθανότητας εμφάνισης αστοχιών στα κύρια κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού, δίνοντας προτεραιότητα στις σημαντικότερες αστοχίες.
- Τον τύπο αστοχίας, δηλαδή αν πρόκειται για πλάστιμη ή ψαθυρή αστοχία
- Την πλαστιμότητα τοπικά στο στοιχείο της υπό έλεγχο περιοχής
- Τους βοηθητικούς εκείνους μηχανισμούς για την αντισεισμική συμπεριφορά που είναι διαθέσιμοι στη βιβλιογραφία.

Επιπροσθέτως, αν έχουμε περισσότερα στοιχεία τότε δύναται λάβουμε υπόψη σαν μέγιστες τις τιμές του πίνακα που ακολουθεί:

Κανονισμός Μελέτης	Τοιχοπληρώσεις: Ευμενής παρουσία/απουσία		Τοιχοπληρώσεις: Δυσμενής παρουσία	
	Βασικές βλάβες		Βασικές βλάβες	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
	1995<...	3,0	2,3	2,3
1985<...<1995	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 2.5: δείκτη συμπεριφοράς-στάθμη επιτελεστικότητας B Πηγή: Πίνακας ΟΑΣΠ

Για τις κατασκευές που είναι επιρρεπείς σε στροφή – στρέψη και το μισό τουλάχιστον της μάζας τους βρίσκεται στο υψηλότερο 1/3 του ύψους, οι τιμές του παραπάνω πίνακα πολλαπλασιάζονται με 2/3 ενώ πάτα θα είναι $> 1,0$.

Συνδυάζοντας τη στάθμη επιτελεστικότητας στην φάση της αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό , προκύπτει ο λόγος των τιμών q^* / q' σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση (Α)	Προστασία της ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
0,6 πάντως δε ($1,0 < q^* < 1,5$)	1,0	1,4

Πίνακας 2.6: Λόγος q^*/q' Πηγή: Πίνακας ΟΑΣΠ

Από τη συμπεριφορά του φορέα συνολικά πιθανόν οι τιμές στις στάθμες Α και Γ να διαφοροποιούνται ως εξής: για τιμές στην Α 0,6 και 1,4 στην Γ στάθμη, από 0,4 έως 0,8 και από 1,2-1,6 για τις πιο πλαστικές / ψαθυρές κατασκευές.

Στον επανυπολογισμό ο συντελεστής q' τίθεται ως εξής:

Για αναβάθμιση ή και τροποποίηση υφιστάμενων μελών και νέες κατασκευές, ικανές με επάρκεια, όσο ο q κατά τις διατάξεις του EC8-1.

Όταν πρόκειται για πολλές , ήπιες όμως, παρεμβάσεις παίρνουμε $>$ τιμές q' σε σχέση με της αποτίμησης.

Λαμβάνεται οπωσδήποτε υπόψη το κρίσιμο ποσοστό απόσβεσης «ξ» (ιξώδες), για το υλικό των κύριων μελών, με τον συντελεστή διόρθωσης απόσβεσης «η».

«Κρίσιμο» όροφο, θεωρούμε τον πιο υπερ-καταπονούμενος όροφο, όσον αφορά πρωτίστως τα κύρια και πρωτεύοντα μέλη του.

Προκειμένου να υπολογίσουμε το μέγεθος και την κατανομή των δράσεων κατά την ανελαστική συμπεριφορά στα κύρια μέλη του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, προηγείται υπολογισμός με ελαστική ανάλυση, ώστε να προκύψουν οι δείκτες ανεπάρκειας λ

$$\lambda = SE/R_m$$

όπου:

SE είναι η ροπή λόγω των σεισμικών δράσεων και
ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

R_m η αντίσταση του μέλους, βάσει των μέσω τιμών της αντοχών των υλικών.

Οι λόγοι αυτοί υπολογίζονται σε όλα τα κύρια στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Από τον προσδιορισμό αυτών των λόγων από τη μια ορίζουμε την κανονικότητα του φορέα και από την άλλη ο μηχανικός που εκπονεί τη μελέτη λαμβάνει τα πρώτα συμπεράσματα συμπεριφοράς του φορέα σε επικείμενο σεισμό.

Συνεπώς, όταν ο λόγος ανεπάρκειας είναι μεγαλύτερος του 4 για μεγάλο πλήθος μελών δεν έχουμε επάρκεια και λόγο αποτίμησης του φορέα.

Παράλληλα δεν είναι υποχρεωτικό να συμπεριλαμβάνονται στον υπολογισμό για τον λόγο οι δοκοί, εκτός από τις δοκούς αμιγώς πλαισιακών συστημάτων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

3.1 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με τις προϋποθέσεις εφαρμογής

Για την αξιολόγηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες μεθοδολογίες για την ανάλυση κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμικά φορτία

(α). Ελαστική ανάλυση (στατική (γραμμική) ή δυναμική).

(β). Ανελαστική ανάλυση (μη γραμμική ανάλυση με υλικά) (στατική ή δυναμική).

Οι μέθοδοι ανελαστικής ανάλυσης χρησιμοποιούν τις κλασικές γραμμικές σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων των δομικών στοιχείων και εξετάζουν έμμεσα την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής χρησιμοποιώντας προσεγγιστικές μεθόδους (π.χ. συνολική ή τοπική συμπεριφορά ή δείκτης πλαστικότητας). Οι μέθοδοι αυτές είναι απλούστερες στην εφαρμογή και παράγουν λιγότερο ακριβή αποτελέσματα από τις αντίστοιχες ανελαστικές μεθόδους.

Από την άλλη πλευρά, οι ανελαστικές μέθοδοι είναι ακριβέστερες και θεωρείται ότι υποδεικνύουν τόσο τον μηχανισμό κατάρρευσης όσο και την πιθανότητα προοδευτικής κατάρρευσης. Με άλλα

λόγια, είναι δυνατόν να ανιχνευθεί πώς εμφανίζεται η παραμόρφωση στα άκρα των στοιχείων, η συσσώρευση υπερβολικής αντοχής και η ευθυγράμμιση των δοκών. Έτσι, η ανελαστική ανάλυση βοηθά στην καλύτερη παρακολούθηση και κατανόηση της πραγματικής απόκρισης των κατασκευών, οδηγώντας σε πιο ορθολογικούς και ασφαλείς σχεδιασμούς.

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η πληρέστερη και ρεαλιστικότερη μεθοδολογία για την ανάλυση των κατασκευών, καθώς βασίζεται στην άμεση αριθμητική ολοκλήρωση μη γραμμικών διαφορικών εξισώσεων κίνησης ως προς τη χρονική ιστορία. Τα σεισμικά γεγονότα εισάγονται με τη μορφή ιστορικών ιστορικών επιταχύνσεων βάσης που λαμβάνονται από πραγματικά ή συνθετικά επιταχυνσιόμετρα.

Ως εκ τούτου, οι μηχανικοί σχεδιασμού που είναι υπεύθυνοι για την αξιολόγηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών με τη χρήση ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης πρέπει να είναι έμπειροι και να διαθέτουν σημαντική κριτική ικανότητα. Έτσι, η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι εντάσεως εργασίας και πιθανώς μη πρακτική για γενική χρήση ακόμη και σε σύγχρονους υπολογιστές (ιδίως για τη χωρική ανάλυση υψηλών κτιρίων) λόγω της αυξημένης υπολογιστικής πολυπλοκότητας και των μεγαλύτερων χρόνων ανάλυσης. Πρέπει να σημειωθεί ότι η αρχή της υπέρθεσης δεν μπορεί να εφαρμοστεί επειδή η ανάλυση είναι μη γραμμική.

Η στατική ανελαστική ανάλυση παρέχει ενδιάμεσα αποτελέσματα μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Η ανελαστική στατική ανάλυση για εξωτερικά φορτία, συμπεριλαμβανομένων των οριζόντιων σεισμικών φορτίων, ονομάζεται επίσης ανάλυση Pushover. Η ανάλυση αυτή είναι εξίσου ακριβής με την ανελαστική δυναμική ανάλυση επειδή θεωρεί τα σεισμικά φορτία ως στατικά (δυναμικά), αλλά εξακολουθεί να προβλέπει την απόκριση της κατασκευής με πολύ μεγαλύτερη ακρίβεια από την ελαστική μέθοδο και είναι πολύ πιο εύκολη στην εφαρμογή από την αντίστοιχη ανελαστική δυναμική ανάλυση.

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι διαδικασίες που πρέπει να ακολουθούνται από τους μελετητές κατά την αξιολόγηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών. Αναλύει τις εφαρμοστέες κανονιστικές διατάξεις των κανόνων επέμβασης.

3.2 Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση

Η στατική ελαστική και η δυναμική μέθοδος εφαρμόζονται άνευ όρων στο επίπεδο
ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

επιτελεστικότητας A, δηλαδή σε περιορισμένες βλάβες. Όταν δεν παρουσιάζονται βλάβες στην κατασκευή εφαρμόζονται χωρίς προϋποθέσεις οι παραπάνω μέθοδοι μόνο για την αποτίμηση της κατασκευής αλλά με χρήση επαυξημένων κατά 15% των συντελεστών γ_{Sd} .

Προκειμένου να υπολογιστεί το μέγεθος και η κατανομή της ανελαστικής συμπεριφοράς που απαιτείται για τα κύρια φέροντα στοιχεία μιας σεισμικής κατασκευής, είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθεί μια αρχική ελαστική ανάλυση του κτιρίου και να προσδιοριστεί ο δείκτης ανεπάρκειας ή ο λόγος λ για κάθε στοιχείο.:

$$\lambda = S / R_m$$

Ειδικότερα, S είναι η ροπή λόγω της συνδυασμένης σεισμικής δράσης που δεν αφαιρείται από το ελαστικό φάσμα του EC 8-1 και

R_m είναι η αντίσταση του στοιχείου που προσδιορίζεται από τη μέση τιμή της αντοχής του υλικού.

Υπολογίζεται ένας δείκτης ανεπάρκειας για κάθε κύριο φέρον στοιχείο τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό.

Οι μέθοδοι αυτές εφαρμόζονται σε φορείς με συγκεκριμένα μορφολογικά χαρακτηριστικά, που υπό προϋποθέσεις επηρεάζουν τη συμπεριφορά του υπό σεισμικές δράσεις.

Ένα κτίριο θεωρείται μορφολογικά κανονικό εάν:

- Καθ' ύψος του φορέα δεν έχουμε τη διακοπή ανάληψης σεισμικών δράσεων και τη συνέχεια τους σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένα στοιχείο ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν μεταφέρεται σε γειτονικό όροφο σε εσοχή έξω από το επίπεδο.
- Η κατασκευή δεν έχει όροφο με μέσο δείκτη ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 150% του αντίστοιχου γειτονικού ορόφου, :

$$\bar{\lambda}_\kappa = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$

λ_i : δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου

V_{Si} : η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα και

n : τα κύρια μέλη του ορόφου k .

- Η κατασκευή δεν έχει όροφο στον οποίο η διαφορά του λόγου στοιχείου στη μια πλευρά του ορόφου, κατά μια συγκεκριμένη διεύθυνση σεισμικής δράσης, προς τον αντίστοιχο λόγο σε άλλη πλευρά να είναι μεγαλύτερο από το 1,5.

3.2.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής (ισοδύναμης) στατικής ανάλυσης

Δύναται να εφαρμοστεί η στατική ελαστική μέθοδος για στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ, όταν:

1. Αν $\lambda \leq 2.5$ ή $\lambda > 2.5$ για ένα ή περισσότερα στοιχεία και ο φορέας είναι μορφολογικά κανονικός.
2. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου $T=0$ να είναι $< 4 T_c$ ή $2s$.
3. Η οριζόντια διάσταση ενός ορόφου προς την αντίστοιχη ενός γειτονικού ορόφου να μην είναι > 1.5 με εξαίρεση τον τελευταίο όροφο όπως και τα προσαρτήματα.
4. Να μην υπάρχει ασύμμετρη κατανομή της ακαμψίας σε κάτοψη, σε όλους τους ορόφους.
5. Να μην παρουσιάζεται ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της ακαμψίας καθ' ύψος.
6. Ο φορέας να διαθέτει σύστημα ανάληψης των σεισμικών δυνάμεων σε δύο κάθετες διευθύνσεις.

Από τα παραπάνω, οι προϋποθέσεις 1,3,4 και 5 και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν βασικές βλάβες, δύναται μόνο όμως στην αποτίμηση υφιστάμενης κατάστασης να εφαρμόζεται η στατική ελαστική μέθοδος και εδώ οι συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} αυξάνονται κατά 0,15.

7. Η εκτίμηση της $T=0$ γίνεται μέσω της ανάλυσης των ιδιομορφών και το κατάλληλο προσομοίωμα του φορέα.

8. Διαφορετικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος Rayleigh-Ritz και άλλων αξιόπιστων εμπειρικών σχέσεων.

9. Εκτός από διάφορες άλλες αξιόπιστες σχέσεις που υπάρχουν στη βιβλιογραφία για τον προσδιορισμό της $T=0$ (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος) για τις κατασκευές που υπάρχουν στη χώρας μας χρησιμοποιείται και η εμπειρική σχέση:

$$T_0 = C_t h n^\beta$$

Όπου για κτίρια από ΩΣ:

$$C_t = 0.052 \text{ και } \beta=0.90$$

3.2.2 Υπολογισμός ισοδύναμων στατικών φορτίων στη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς

Εφόσον χρησιμοποιείται η μέθοδος ανάλυσης βάσει του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , το ολικό οριζόντιο φορτίο και η τέμνουσα βάσης στη μια διεύθυνση του φορέα λαμβάνονται σύμφωνα με τον EC 8-1.

3.2.3 Υπολογισμός ισοδύναμων στατικών φορτίων στη μέθοδο των τοπικών δεικτών.

Στην περίπτωση που εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών, η τέμνουσα βάσεως ανά διεύθυνση του φορέα υπολογίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να λαμβάνονται με μεγάλη αξιοπιστία οι μετακινήσεις, δεδομένου της συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών μελών που είναι ανελαστική και του ρόλου των ανώτερων ιδιομορφών.

Για όχι και τόσο ακριβείς προσεγγίσεις, δύναται να χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση προκειμένου να ληφθεί η τέμνουσα βάσης :

$$V = C_1 C_m S_e W$$

όπου :

C_1 : Ο συντελεστής σύγκρισης μεταξύ της προβλεπόμενης μέγιστης ανελαστικής μετατόπισης και της μετατόπισης που προκύπτει από τη γραμμική ελαστική ανάλυση είναι ίσος με 1..

C_m : ο συντελεστής (δρώσας μάζας) ίσος με 0.85.

S_e : η φασματική επιτάχυνση για $T=0$.

W : το βάρος της μάζα του φορέα και η οποία ταλαντεύεται

3.2.4 Δυνάμεις στα διαφράγματα

Τα διαφράγματα ελέγχονται μέσω των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από το προσομοίωμα στο οποίο περιλαμβάνεται και το διάφραγμα, ή με ανεξάρτητο προσομοίωμα που απεικονίζει την δράση των αδρανειακών δυνάμεων που συνδυάζεται με αυτών που δημιουργούνται από εσοχές και ασυνέχειες στην ακαμψία των κατακόρυφων μελών πάνω και κάτω του διαφράγματος. Η σεισμική φόρτιση για κάθε φορτίο ευπαράμορφωτου διαφράγματος κατανέμεται κατά μήκος του αναλογικά προς την παραμόρφωση του διαφράγματος.

3.3 Έλεγχος οριακών καταστάσεων

Όταν γίνεται ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων οι αντιστάσεις των κρίσιμων περιοχών όλων των δομικών μελών, τα εντατικά μεγέθη αντίστασης, οι ανεκτές γωνίες πλαστικής στρέψης, προσδιορίζονται σύμφωνα με προσομοιώματα που είναι γενικώς αποδεκτά για τις στάθμες επιτελεστικότητας.

Με τους συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται υπόψη οι γεωμετρικές δυσκολίες, οι μεταβολές στις ιδιότητες των υλικών, οι πληροφορίες που έχουμε τοπικά στο έργο καθώς επίσης και προβλήματα που προκύπτουν λόγω της φύσης των εργασιών και της δυσκολίας ενός ποιοτικού ελέγχου να είναι αποτελεσματικός.

Για επιπλέον αβεβαιότητες στα προσομοιώματα αντίστασης των ενισχυμένων κρίσιμων περιοχών λαμβάνουμε υπόψη τους μειωτικούς συντελεστές γ_{rd} .

Με τον έλεγχο ασφάλειας αποδεικνύουμε πως το κρίσιμο μέγεθος, εντατικό ή παραμορφωσιακό που επιβάλλουμε, είναι μικρότερο από την φέρουσα ικανότητα στις κατάλληλες διατομές, μέλη, τμήματα αλλά και συνολικά στον φορέα.

Γενικά ισχύει:

$$Sd = \gamma_{sd} * S(Sk, \gamma f) < 1/\gamma_{rd} * R(Rk/\gamma m) = Rd$$

εξαιρέσεων και διαφοροποιήσεων.

Σε περίπτωση διαφοροποιούμενων αποτελεσμάτων, προκύπτει η ανάγκη για ανάλυση ευαισθησίας και διερεύνηση παραμέτρων.

Στην περίπτωση τώρα των γραμμικών μεθόδων ανάλυσης (ελαστικών) και σύμφωνα πάντα με τους ισχύοντες Κανονισμούς, ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται μέσω των δυνάμεων.

Για τους στόχους επιδόσεων Β ή C, εφαρμόζεται η μέθοδος μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης. Σε αυτή την περίπτωση, οι έλεγχοι ασφαλείας πραγματοποιούνται από την άποψη της δύναμης – κίνησης, συγκρίνοντας τις απαιτήσεις του σεισμικού φάσματος με την υφιστάμενη και την επιδιωκόμενη μέγιστη απόκριση του "κορυφαίου" τμήματος της κατασκευής.

Όταν η κατασκευή συμπεριφέρεται ψαθυρά, ο έλεγχος πραγματοποιείται από την άποψη της δύναμης με τη χρήση του κατάλληλου συντελεστή ασφαλείας. Όταν η κατασκευή συμπεριφέρεται πλάστιμα, ο έλεγχος πραγματοποιείται από την άποψη της παραμόρφωσης με τη χρήση των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας.

Συνοπτικά, οι έλεγχοι ασφαλείας ανάλογα με το επίπεδο επιτελεστικότητας έχουν ως εξής

- Άμεση χρήση (DL): $\theta_d = \theta_y$
- Προστασία ζωής (SD): $\theta_d = 1/\gamma_{rd} * (\theta_y + \theta_u)/2$ για πρωτεύοντα στοιχεία.
- $\theta_d = \theta_u/\gamma_{rd}$ για δευτερεύοντα στοιχεία ή τοιχοπληρώσεις.
- Οιονεί κατάρρευση (NC): $\theta_d = \theta_u/\gamma_{rd}$

3.4 Επανεκτίμηση και επαλήθευση του δείκτη συμπεριφοράς q

Μετά τη δοκιμή, οι επιλεγμένοι δείκτες συμπεριφοράς για τα επισκευασμένα και ανακαινισμένα κτίρια θα πρέπει να επαναξιολογηθούν κατά προσέγγιση, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα κριτήρια υπέρ της ικανότητας κατανάλωσης ενέργειας, όπως

- Σειρά εμφάνισης της καταστροφής των οριζόντιων και κατακόρυφων δομικών στοιχείων.

- Τύπος καταστροφής των κρίσιμων τμημάτων κάθε δομικού στοιχείου.

- Τοπική διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων τμημάτων.

- Διαθέσιμοι μηχανισμοί δευτερογενούς αντίστασης μετά από μεγάλες σχετικές μετατοπίσεις.

- Πιθανή επιρροή της ευθραυστότητας (ψαθυρά) ορισμένων δομικών στοιχείων στην πλαστικότητα της κατασκευής στο σύνολό της.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι είναι δύσκολο να εκτιμηθούν οι συνολικοί διαθέσιμοι δείκτες συμπεριφοράς για τις υφιστάμενες κατασκευές, καθώς συνήθως δεν πληρούνται οι απαιτήσεις για επαρκή σχεδιασμό και όρια αξονικών δυνάμεων τοπικών συγκρατήσεων που απαιτούνται για τις νέες κατασκευές.

Όταν οι τιμές των δεικτών συμπεριφοράς είναι διαθέσιμες τόσο στο στάδιο της εκτίμησης όσο και στο στάδιο του ανασχεδιασμού, δεν υπάρχει ανάγκη επανεκτίμησης.

3.5 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης

Από τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την αποτίμηση της κατασκευής καθώς και τη φύση και την έκταση των βλαβών, όταν και αν υπάρχουν, λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων στοχεύοντας πρώτος στην ικανοποίηση των κυριότερων απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού και δεύτερον στο ελάχιστο δυνατό κόστος και να εξυπηρετηθούν κάποιες κοινωνικές ανάγκες.

Υιοθετούνται έτσι στρατηγικές τόσο τεχνικού όσο και διοικητικού χαρακτήρα καθώς και συνδυασμός τους, που διακρίνονται ως εξής:

Στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα:

- Αύξηση της αντοχής του κτιρίου
- Αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών
- Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών
- Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων (π.χ. σεισμική μόνωση).

Στρατηγικές διοικητικού χαρακτήρα:

- Περιορίζεται και αλλάζει χρήση το κτίριο
- Μερική ή ολική καθαίρεση
- Απόφαση για «καμία επέμβαση». Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει αποδεκτή και μια μείωση της απομένουσας διάρκειας ζωής της κατασκευής με τον όρο ότι έπεται η κατεδάφιση του κτιρίου.

3.6 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων.

Ανεξάρτητα από την παρουσία ή την απουσία βλάβης, οι επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές αποσκοπούν στον επανασχεδιασμό και πραγματοποιούνται με την προσθήκη νέων υλικών ή στοιχείων στα υφιστάμενα δομικά στοιχεία. Η προσθήκη αυτή αποκαθιστά μια οιονεί μονολιθική συνεργασία μεταξύ νέων και παλαιών υλικών, η οποία μπορεί βέβαια να μην είναι τέλεια λόγω (ελαφρών) σχετικών μετακινήσεων στη διεπιφάνεια επαφής. Για το λόγο αυτό, πρέπει να ελέγχεται η αναγκαία σύνδεση παλαιών και νέων υλικών, ώστε να διασφαλίζεται ότι η σχέση στη διεπιφάνεια είναι έγκυρη:

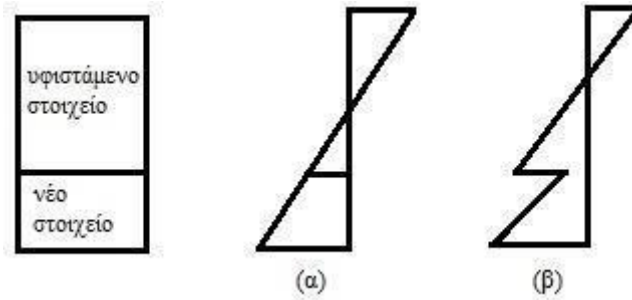
$$R_{id} \geq S_{id}$$

όπου.

- R_{id} : αντίσταση της υπό εξέταση σύνδεσης στη διεπιφάνεια τη συγκεκριμένη, και υποδεικνύει το μέγεθος της μέγιστης επιτρεπόμενης σχετικής μετατόπισης.

- S_{id} : δύναμη στη συγκεκριμένη διεπιφάνεια, και λαμβάνεται από την αντοχή σχεδιασμού στο πεδίο.

Εάν δεν υπάρχει αξιόπιστη μέθοδος πρόβλεψης της σχετικής ολίσθησης στη διεπιφάνεια, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια μέθοδος προσέγγισης της μονολιθικής συμπεριφοράς, υπό την προϋπόθεση ότι το μέγεθος της συγκεντρωμένης δράσης θεωρείται ίσο με S_{id}/k , όπου k είναι ο αντίστοιχος μονολιθικός συντελεστής.



Σχήμα 3.1: Παραμορφώσεις καταναμεμημενες σε καμπτόμενη σύνθετη διατομή με μονολιθική συμπεριφορά και με ολίσθηση στη διεπιφάνεια

Η αντίσταση πρόσφυσης των επιμέρους τμημάτων κατά μήκος της διεπιφάνειας του σύνθετου στοιχείου μετά την επέμβαση ελέγχεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις των σχετικών κανόνων για κάθε υλικό, λαμβάνοντας υπόψη την κίνηση στη διεπιφάνεια.

Από την άλλη πλευρά, εάν η αβεβαιότητα που σχετίζεται με την αντίσταση αυξάνεται κατά τη διαστασιολόγηση του στοιχείου μετά την επέμβαση, λαμβάνεται υπόψη, εάν είναι απαραίτητο, μέσω ενός ειδικού συντελεστή ασφαλείας γ_{rd}. Τέλος, η αστοχία του στοιχείου ενίσχυσης πρέπει να προηγείται της αστοχίας της διεπιφάνειας παλαιού/νέου υλικού. Για το σκοπό αυτό, πρέπει να διεξάγονται δοκιμές αντοχής της διεπιφάνειας για έντονες αστοχίες.

Πραγματοποιούνται με συντελεστή μεγέθυνσης γ_{sd} = 1,35.

Για την αντοχή σε θλίψη της διεπιφάνειας, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η θλιπτική αντοχή του ασθενέστερου υλικού. Για δοκιμές εφελκυσμού, εξετάζεται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος έναντι του πρόσθετου υλικού υπό ορισμένες συνθήκες (εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου υλικού).

Τέλος, για τη διαχωριστική διατμητική αντίσταση, υπολογίζεται η αντίσταση συνάφειας σκυροδέματος προς σκυρόδεμα, η αντίσταση τριβής ρητίνης, σκυροδέματος προς σκυρόδεμα και η αντίσταση βιδών και συνδέσμων μεταξύ παλαιού και νέου οπλισμού.

Οι επιλεγμένες επεμβάσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως εξής:

- Επεμβάσεις σε κρίσιμα σημεία της δομής ράβδων
- ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

- Επεμβάσεις σε κόμβους πλαισίων
- Επεμβάσεις σε τομές τοιχωμάτων
- Παραμόρφωση πλαισίων
- Προσθήκη νέων πλευρικών τοιχωμάτων
- Επεμβάσεις σε στοιχεία θεμελίωσης

3.7 Έλεγχοι ασφαλείας και στάθμης επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τη μέθοδο ανάλυσης που επιλέχθηκε και χρησιμοποιήθηκε και τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό) επιλέγονται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, ξεχωριστά ανά στάθμη επιτελεστικότητας.

Η γενική ανίσωση ασφαλείας είναι η εξής:

$$\langle S_d < R_d \rightarrow \gamma_{sd} S(Sk\gamma_f) < 1/\gamma_{rd} R(Rk/\gamma_m) \rangle$$

Τα κριτήρια των ελέγχων ασφαλείας ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας, τον τρόπο αστοχίας και τη χρησιμοποιούμενη ανάλυση εμφανίζεται παρακάτω:

Κριτήρια ελέγχου επιτελεστικότητας						
	Άμεση χρήση	Προστασία ζωής		Μη-κατάρρευση		
		Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση	Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση	
Πλάστιμα πρωτεύοντα	$\gamma_{sd}S_d \leq R_d$ $\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq (\theta_y + \theta_u)/2\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = (\theta_y + \theta_u)/2\gamma_{rd}\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = (\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$	
Πλάστιμα δευτερεύοντα		$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_d$ $m = (\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = \theta_u/\theta_y$	
Τοιχοπληρώσεις	$\gamma_{sd}S_d \leq R_d$ $\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_y$	$\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_w/1.3$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = (\gamma_w/1.3)/\gamma_y$	$(\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_u)$ $\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m = \gamma_w/\gamma_y$	
Ψαθυρά πρωτεύοντα			$\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$		$\gamma_{rd}V_{cd} \leq V_{rd}$	$\gamma_{rd}V_{cd} \leq V_{rd}$
Ψαθυρά δευτερεύοντα					$V_{cd} \leq V_{rd}$	$V_{cd} \leq V_{rd}$

Πίνακας 3.2: Μέθοδοι ανάλυσης και προϋποθέσεις εφαρμογής τους

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

4. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΧΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 Ενίσχυση της κατασκευής συνολικά

Όταν πλέον γίνεται διάγνωση ότι μια κατασκευή δεν θα μπορέσει να αντέξει έναν μελλοντικό αναμενόμενο σεισμό μας οδηγεί στην αναζήτηση λύσης για την ενίσχυση της.

Υπάρχουν δύο κατευθύνσεις προς τις οποίες μπορεί να διεξαχθεί αυτή η αναζήτηση. Στην πρώτη κατεύθυνση, η εστίαση είναι στην ενίσχυση ολόκληρης της δομής για τη μείωση της έντασης σε αδύναμα στοιχεία κάτω από τα ανεκτά τους όρια. Η δεύτερη κατεύθυνση περιλαμβάνει την ενίσχυση μεμονωμένων αδύναμων στοιχείων παρέχοντας πρόσθετη αντοχή ή ελλείποντα χαρακτηριστικά.

Η πρώτη κατεύθυνση επιλέγεται συνήθως όταν υπάρχουν πολλά αδύναμα στοιχεία και χρειάζεται μια ολοκληρωμένη προσέγγιση, ενώ η δεύτερη κατεύθυνση λαμβάνεται όταν πρέπει να αντιμετωπιστούν μόνο συγκεκριμένες αδυναμίες.

Αυτή η ενότητα θα επικεντρωθεί στην ενίσχυση της συνολικής αντίστασης της κατασκευής, ειδικότερα στην αντιμετώπιση μεθόδων ενίσχυσης στοιχείων όπως κολώνες, δοκοί, τοίχοι και θεμέλια. Θα συζητηθούν η αποτελεσματικότητα, τα χαρακτηριστικά και τα συνοδευτικά προβλήματα κάθε μεθόδου και τεχνικής, δίνοντας έμφαση στα πλεονεκτήματα και τις δυσκολίες εφαρμογής τους.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι όλες οι μέθοδοι περιλαμβάνουν την προσθήκη νέων στοιχείων για τη μείωση της πίεσης στα αδύναμα στοιχεία της υπάρχουσας δομής. Επομένως, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην αλληλεπίδραση μεταξύ των νέων και των παλαιών στοιχείων και στην πιθανή αύξηση της τάσης σε ορισμένα μέρη της κατασκευής.

Τέσσερις στρατηγικές για αντισεισμική ενίσχυση διακρίνονται με βάση την επιθυμητή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής: αύξηση ακαμψίας και αντοχής, αύξηση πλαστικότητας με ταυτόχρονη αντιμετώπιση τοπικών αδυναμιών, αύξηση αντοχής και πλαστιμότητας και μείωση της σεισμικής δράσης μέσω συστημάτων απομόνωσης ή ενεργειακής απόσβεσης. Το Σχ. 4.1 παρέχει ποιοτικά διαγράμματα Τέμνουσας Βάσης -

Μετατοπίσεων για αυτές τις τρεις στρατηγικές, εξαιρουμένης της τελευταίας στρατηγικής που απαιτεί περαιτέρω ανάλυση πέρα από το πεδίο εφαρμογής αυτής της ενότητας.



Σχήμα 4.1: Στρατηγικές ενίσχυσης

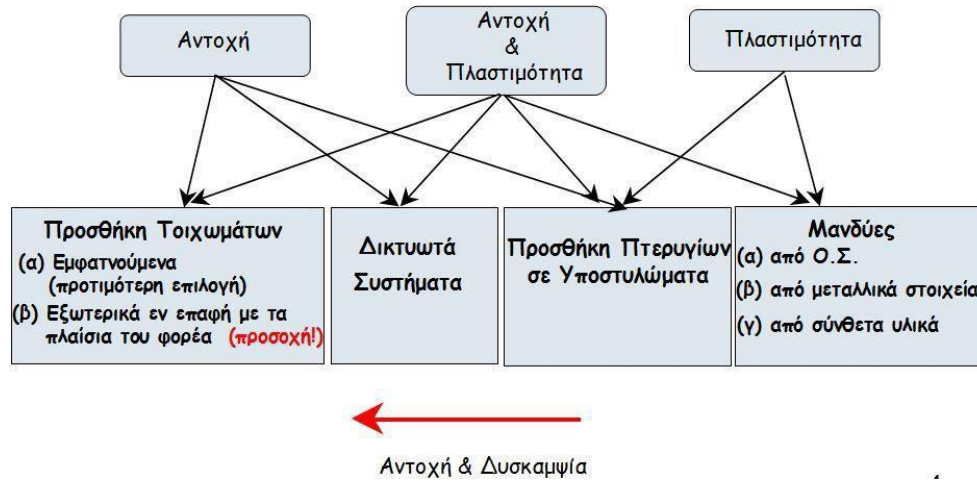
4.2 Τεχνολογίες και τεχνικές επεμβάσεων

Υπάρχουν διάφορες μέθοδοι και τεχνικές διαθέσιμες σήμερα για τη σεισμική ενίσχυση μιας κατασκευής. Η ενίσχυση των κτιρίων απαιτεί εξειδικευμένες γνώσεις, τεχνογνωσία, συνεχή επίβλεψη και προσεκτική σκέψη στην επιλογή των σωστών παρεμβάσεων.

Δύο βασικές προϋποθέσεις καθορίζουν την επιτυχία αυτών των προσπαθειών: μια ενδελεχής μελέτη (ιστορικός και ποιοτικός έλεγχος) και η σωστή εφαρμογή μεθόδων και συγχρονισμού.

Ειδικά για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, υπάρχουν τέσσερις κύριες μέθοδοι παρέμβασης, η καθεμία από τις οποίες χρησιμοποιεί διαφορετικά πρόσθετα στοιχεία. Η καταλληλότερη μέθοδος επιλέγεται πάντα με βάση τις τρέχουσες συνθήκες και ανάγκες.

Η τέταρτη μέθοδος, που περιλαμβάνει μανδύες, χρησιμοποιείται κυρίως για την ενίσχυση μεμονωμένων στοιχείων όπως πυλώνες ή τοίχους.



Σχήμα 4.2: Μέθοδοι ενίσχυσης κατασκευών Ο.Σ. ανάλογα με την στοχευόμενη αναβάθμιση

4.2.1 Εμφάνωση πλαισίων

Παρατηρούμε τις παρακάτω μορφές κατά την τεχνική αυτή:

Προσθήκη απλής “Πλήρωσης” με τοιχώματα από:

- α) Άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα (επί τόπου κατασκευαζόμενα ή ήδη προκατασκευασμένα και μεταφορά τους στον τόπο του έργου)
- β) Άοπλη ή οπλισμένη τοιχοποιία.

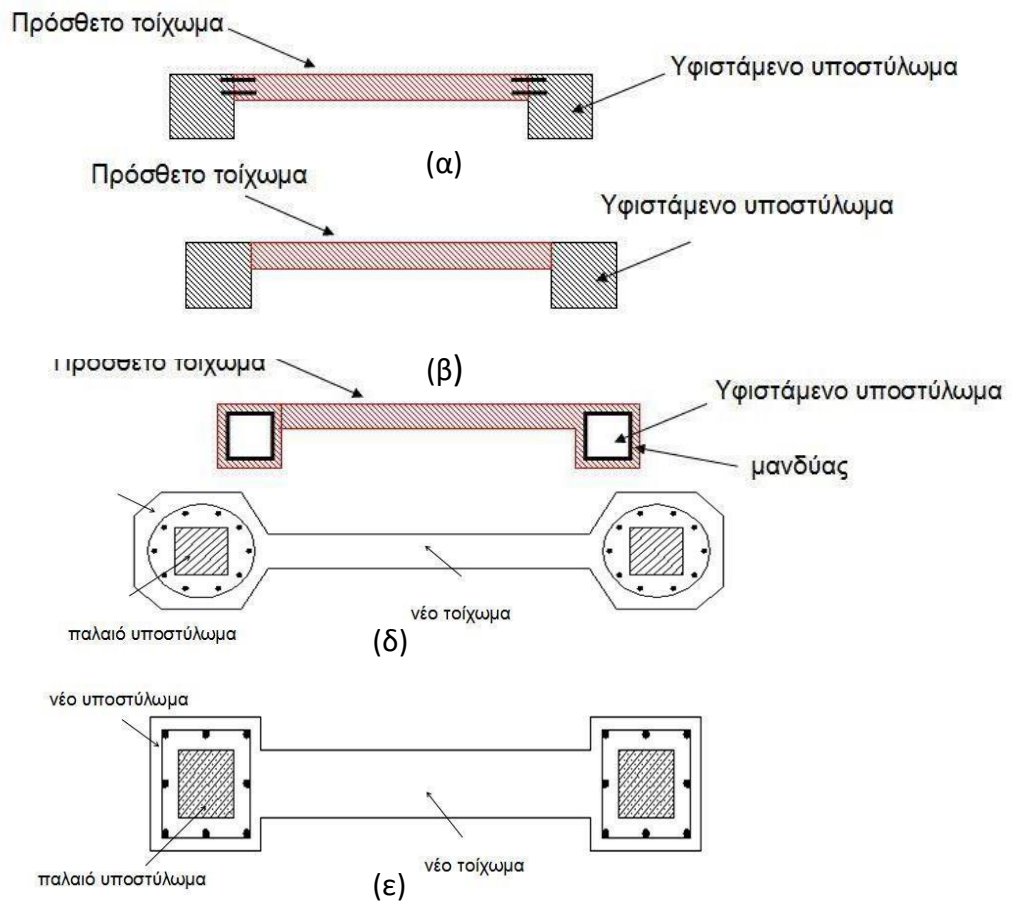
«Τοιχωματοποίηση» Πλαισίου:

Επιτυγχάνεται με εμφάνωση των πλαισίων με Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Πρέπει να εξασφαλίζεται η σύνδεση με το περιβάλλον πλαίσιο και να πραγματοποιούνται κλειστοί μανδύες στα υποστυλώματα γύρω από από τα καινούρια τοιχώματα με κατακόρυφους οπλισμούς και οπλισμούς περίσφιξης.

Ενίσχυση υφισταμένων τοίχων πλήρωσεως:

Αυτό επιτυγχάνεται με ένα στρώμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος διπλής όψης με πάχος τουλάχιστον 20 mm, αντοχή τουλάχιστον 30 MPa και χρήση αναστολέων διάβρωσης.

Πρέπει να εξασφαλίζεται η από κοινού λειτουργία της υφιστάμενης τοιχοποιίας με τις δύο στρώσεις ενίσχυσης.



Σχήμα 4.3 : Τυπικές διατομές τοιχωμάτων μέσα σε πλαίσια - Πηγή: Διαδίκτυο

Η νέα θεμελίωση τοιχωμάτων συνδέεται κάθε φορά με την υφιστάμενη, ακόμα και σε εκείνα που είναι ανεξάρτητα από τα υποστυλώματα του πλαισίου.

Αξίζει να σημειωθεί ότι στην κανονική περίπτωση όπου ένας νέος τοίχος συνδέεται με ένα υποστύλωμα, τα υποστυλώματα θα είναι τα δύο άκρα του νέου τοίχου και αναμένονται ιδιαίτερα μεγάλες τάσεις.

Αναμένονται ιδιαίτερα μεγάλες τάσεις. Επομένως, σχεδόν πάντα προβλέπεται η επέκταση των άκρων του νέου τοίχου ως βάση γύρω από τα υποστυλώματα και η ενίσχυση και αυτής της περιοχής (Σχ. 4.3 γ, δ και ε).

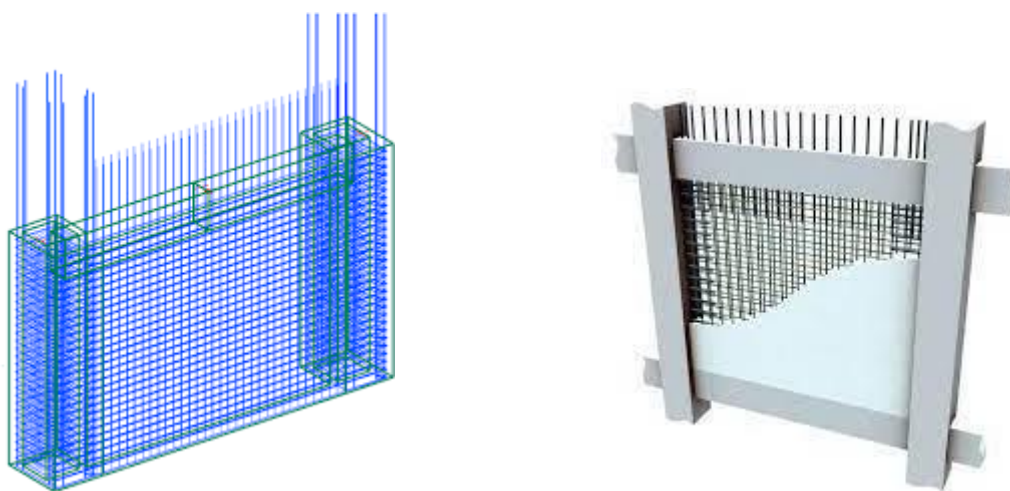
Η περίπτωση αυτή θα πρέπει πλέον να θεωρηθεί ως πλήρη “τοιχωματοποίηση” του πλαισίου και με αυτόν τον όρο χρησιμοποιείται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπου στην § 8.5.3 περιγράφεται η σχετική αναλυτική διαδικασία και ο υπολογισμός νέου τοιχώματος και συνδέσεων.

Ιδιαίτερη προσοχή απαιτούν δύο προβλήματα που αφορούν τη σύνδεση των τοιχωμάτων με τα περιβάλλοντα πλαίσια.

Το πρώτο ζήτημα σχετίζεται με τη συρρίκνωση ξήρανσης του νέου σκυροδέματος, η οποία μπορεί να προκαλέσει ρωγμές στη διεπιφάνεια όπου η κορυφή του τοίχου συναντά το κάτω μέρος της δοκού του πλαισίου. Για να αντιμετωπιστεί αυτό, χρησιμοποιείται συχνά ειδικά διαμορφωμένο σκυρόδεμα με συγκεκριμένα πρόσμικτα για τον μετριασμό της συρρίκνωσης κατά την ξήρανση.

Εναλλακτικά, σε πολλές περιπτώσεις, ο τοίχος χύνεται σε ύψος ελαφρώς χαμηλότερο από το κάτω μέρος της δοκού και αφού περάσει αρκετός χρόνος από την έκχυση, το υπόλοιπο τμήμα του τοίχου κοντά στο κάτω μέρος της δοκού γεμίζεται με εποξειδικό ή πολυεστερικό κονίαμα. Μερικές φορές, ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες του έργου, ο τοίχος μπορεί να χυθεί σε ένα ελαφρώς χαμηλότερο ύψος από το κάτω μέρος της δοκού και το κενό γεμίζεται με ρητινώδη κόλλα χρησιμοποιώντας την τεχνική ρητινοποίησης.

Το δεύτερο πρόβλημα ισχύει μόνο για χυτούς τοίχους, συγκεκριμένα την πρόκληση της έκχυσης σκυροδέματος στο υψηλότερο μέρος του τοίχου λόγω της περιορισμένης πρόσβασης από την κορυφή. Αυτός είναι ο λόγος για τον οποίο η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος προτιμάται ως πρόσθετη λύση σε αυτές τις περιπτώσεις.



Εικόνα 4.1 Εμφανιζόμενα τοιχώματα σε υφιστάμενα πλαίσια με κατάλληλη σύνδεση (LHΛογισμική)
ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

4.2.2 Κατασκευή μεταλλικών συνδέσμων

Η χρήση συστημάτων πλέγματος από μέταλλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να κάνει ένα κτίριο ακόμα πιο δυνατό και πιο ευέλικτο. Αυτό είναι ιδιαίτερα χρήσιμο κατά τη διάρκεια σεισμών, επειδή τα μεταλλικά στοιχεία μπορούν να λυγίσουν και να απορροφήσουν μέρος της ενέργειας.

Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται συχνά σε βιομηχανικούς χώρους και κτίρια με μαλακό δάπεδο. Είναι ελαφρύ, γρήγορο στην κατασκευή και δεν εμποδίζει το φως μέσα στο κτίριο. Μερικές φορές, τα δικτυωτά συστήματα τοποθετούνται έξω από το πλαίσιο της κατασκευής για ευκολία, ειδικά εάν υπάρχουν ήδη τοίχοι μέσα στο πλαίσιο. Έχουν χρησιμοποιηθεί διαφορετικές διατάξεις πλέγματος, όπως σχήματα K, ρόμβοι και σταυροί διαγωνίων.

Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα συστήματα πλέγματος συνδέονται με ένα μεταλλικό πλαίσιο που είναι προσαρτημένο στη δομή. Σε άλλες περιπτώσεις, οι ράβδοι πλέγματος τοποθετούνται απευθείας στη δομή με ειδικές συσκευές.

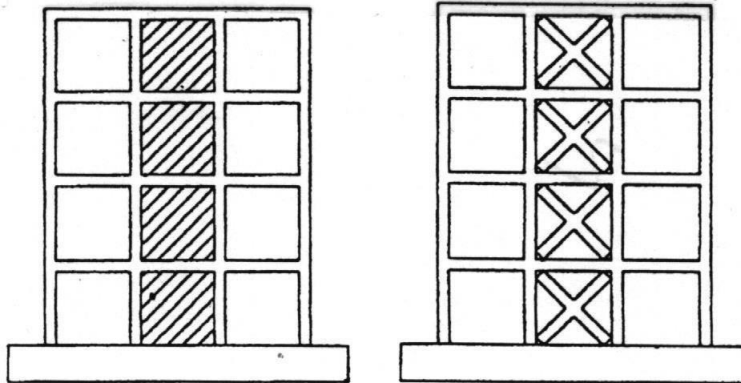
Αυτή η μέθοδος έχει χρησιμοποιηθεί πολύ στην Ιαπωνία και στις ΗΠΑ, όπου έχει μελετηθεί και αποδειχθεί αποτελεσματική στο να κάνει τα κτίρια πιο ανθεκτικά στους σεισμούς. Στην Ελλάδα, αυτή η μέθοδος δεν χρησιμοποιείται τόσο πολύ γιατί δεν υπάρχουν πολλά εξειδικευμένα συνεργεία και ο κόσμος προτιμά τη χρήση οπλισμένου σκυροδέματος.

Ωστόσο, με βάση την τρέχουσα δομική κατάσταση και την ανάγκη για βοήθεια, αυτή η μέθοδος θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί περισσότερο στο μέλλον. Υπάρχουν οδηγίες για τη σωστή χρήση αυτής της μεθόδου, συμπεριλαμβανομένου του τρόπου μεγέθυνσης των ράβδων πλέγματος και ελέγχου των συνδέσεων.

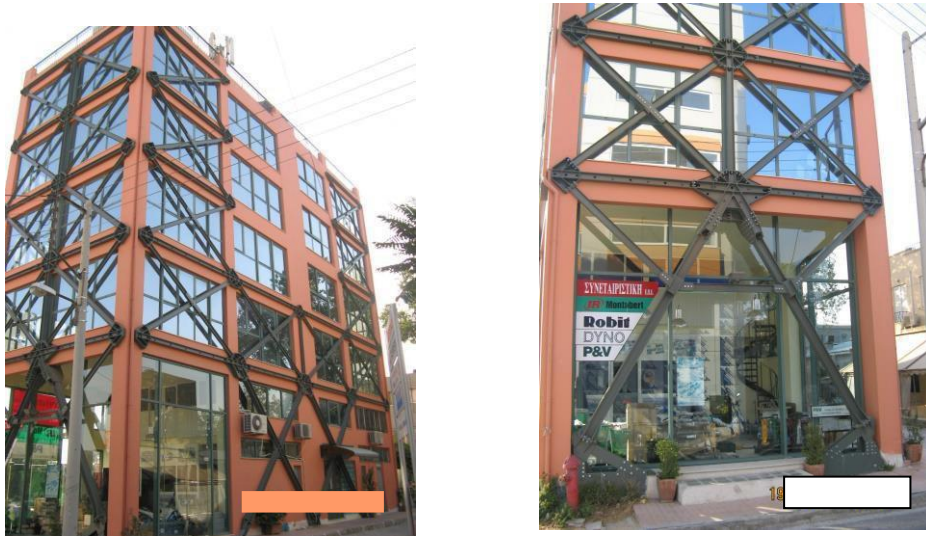
Στα κτίρια υπάρχουν μεταλλικοί σύνδεσμοι που τοποθετούνται μέσα στο πλαίσιο της κατασκευής. Αυτοί οι σύνδεσμοι διατίθενται σε διαφορετικά σχήματα, όπως σταυροί, σχήματα L, σχήματα V και ίσια ή ανεστραμμένα σχήματα Y. Χρησιμοποιούνται για να κάνουν το κτίριο ισχυρότερο και πιο άκαμπτο.

Συνιστάται να τοποθετείτε αυτούς τους μεταλλικούς συνδέσμους μεταξύ των στηλών, ακόμα κι αν αυτό σημαίνει ότι θα τους τοποθετήσετε μέσα στους τοίχους του κτιρίου. Προτείνεται επίσης η κατασκευή μεταλλικού πλαισίου γύρω από το κτίριο. Εάν υπάρχουν προβλήματα με τον τρόπο σύνδεσης του μεταλλικού πλαισίου με την υπόλοιπη κατασκευή,

μπορεί να προστεθεί ένα επιπλέον στρώμα σκυροδέματος για να το διορθώσει.



Σχήμα 4.4: (α) Τοιχώματα εντός πλαισίων (β) Δικτυωτά συστήματα



Εικόνα 4.2 Ενίσχυση κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους (ΑΛΦΑΚΑΤ Α.Ε)

4.2.3 Κατασκευή πλευρικών πτερυγίων (μικρών τοιχωμάτων) σε συνέχεια υποστυλωμάτων

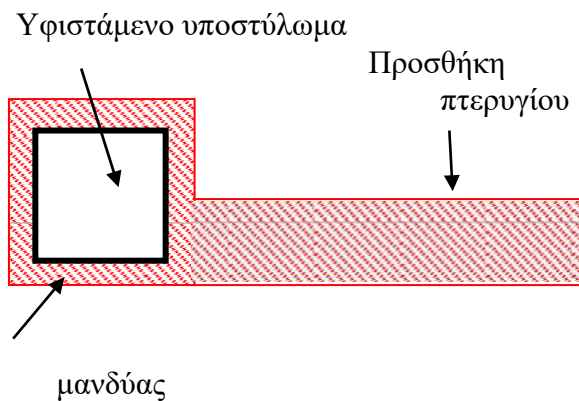
Η προσθήκη μικρών τοιχωμάτων με τη μορφή πτερύγων από οπλισμένο σκυρόδεμα, συνεχών και συνδεδεμένων με τα υφιστάμενα υποστυλώματα της κατασκευής, μπορεί να αυξήσει αποτελεσματικά την ολκιμότητα της κατασκευής, αυξάνοντας παράλληλα μετρίως την αντοχή και τη δυσκαμψία της. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται σε κατάλληλες θέσεις της κατασκευής και συνιστάται συνήθως σε συνδυασμό με την κατασκευή μανδύα Ο.Σ. για υποστυλώματα επαφής με ανεπαρκή αντοχή ή/και πλαστιμότητα.

Επομένως, τα τοιχώματα προστίθενται προς μια κατεύθυνση που αυξάνει την αντοχή της κατασκευής. Στα γωνιακά υποστυλώματα, οι προσθήκες τοιχωμάτων γίνονται συχνά και προς τις δύο κατευθύνσεις (Δρίτσος, 1995).

Τα τοιχώματα κατασκευάζονται συνήθως από χυτό επί τόπου σκυρόδεμα, αλλά μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν προκατασκευασμένα μέλη. Πριν από αυτή τη διαδικασία, είναι λογικό να αποφορτιστούν και να στηριχθούν οι πλάκες και οι δοκοί, ώστε τα νέα μέλη να μπορούν να αναλάβουν μέρος των κατακόρυφων φορτίων μετά το πέρας των εργασιών.

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται ευρέως στην Ελλάδα, κυρίως επειδή δεν απαιτεί υψηλά εξειδικευμένο προσωπικό. Ταυτόχρονα, η αβεβαιότητα του αναλυτικού προσομοιώματος με τη μέθοδο αυτή είναι πολύ μικρότερη σε σχέση με άλλες μεθόδους.

Τα κύρια σημεία κατά την εφαρμογή είναι η σύνδεση των παλαιών και των νέων στοιχείων αλλά και η νέα κατανομή των τάσεων στην περιοχή της επέμβασης.



Εικόνα 4.3 Ενίσχυση κτιρίου με προσθήκη πτερυγίου σε σύνδεση με υφιστάμενο υποστύλωμα (ΑΙΦΑΚΑΤ Α.Ε)

Σχήμα 4.5: Προσθήκη πτερυγίων σε συνέχεια υποστυλωμάτων με σύγχρονη κατασκευή μανδύα σε υποστύλωμα

4.2.4 Κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

Η εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος γίνεται συνήθως σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής και σκοπό έχει κυρίως την αύξηση της πλαστιμότητας της.

Ανάλογα με το υλικό σκυροδέτησης, διακρίνουμε τους εξής μανδύες (<https://www.ktirio.gr>):

- Έγχυτου σκυροδέματος, προκειμένου για κατασκευή μανδύων μεγάλου πάχους > 8 cm,
- από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μανδύες, για την κατασκευή μικρού πάχους μανδύων
- από σκυροτσιμεντόπηγμα μανδύες, για την σκυροδέτηση ακόμη και παρουσία πυκνών οπλισμών,
- ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων όταν πρόκειται για κατασκευή εξαιρετικά μικρών παχών όμως υψηλού κόστους μανδύων.

Με βάση τη σχέση μεταξύ της έκτασης των ζημιών και των πιθανών αρχιτεκτονικών περιορισμών, κατηγοριοποιούνται ως εξής:

- ολικούς
- τοπικούς
- ολόπλευρους ή κλειστούς
- ανοικτούς (τρίπλευρους ή δίπλευρους).



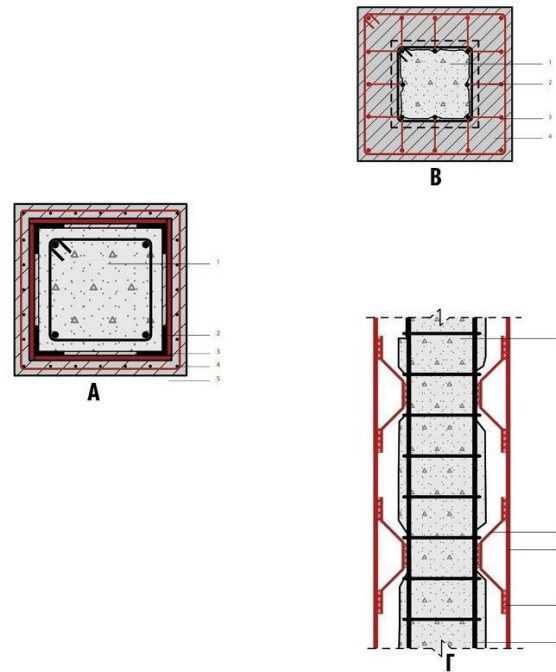
Εικόνες 4.4,4.5 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με εκτοξευμένο σκυρόδεμα (ΑΛΦΑΚΑΤ Α.Ε)



Εικόνες 4.6 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφηση (ΑΛΦΑΚΑΤ Α.Ε)

Κατά την εκτέλεση των εργασιών ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

1. Αφαιρείται το σκυρόδεμα το οποίο υπέστη βλάβες με τη χρήση κατάλληλων εργαλείων και βγαίνουν στην επιφάνεια οι παλιές ράβδοι οπλισμού σε ορισμένα κατάλληλα σημεία, ώστε να συγκολλούνται νέες ράβδοι.
2. Άνοιγμα οπών με τρυπάνια περιστροφικού τύπου για να αγκυρωθούν οι νέες ράβδοι οπλισμού και να τοποθετηθούν οι συνδετήρες και τα βλήτρα αν προβλέπονται.
3. Πραγματοποιείται υδροαμβολή ή τριβή μηχανικά της επιφάνειας του σκυροδέματος (σε βάθος περίπου 6 mm) με σκοπό να αφαιρεθεί η εξωτερική στρώση τσιμεντοπολτού και να εμφανιστούν τα αδρανή.
4. Καθαρίζεται το εσωτερικό των οπών (με αναρρόφηση) και της επιφάνειας του σκυροδέματος (με αέρα υπό πίεση).
5. Αγκυρώνονται τα βλήτρα (εφόσον προβλέπεται η χρήση βλήτρων) και τα άκρα των νέων διαμήκων ράβδων οπλισμού με εισαγωγή εποξειδικής ρητίνης στο εσωτερικό κατάλληλων οπών που διανοίχθηκαν στο 2ο βήμα.
6. Πραγματοποιείται ηλεκτροσυγκόλληση των νέων και των παλαιών ράβδων οπλισμού



Σχήμα 4.6: Μορφές μανδύα σε υποστύλωμα (εκδόσεις ΚΤΙΡΙΟ)

(Α) Ενισχυμένο υποστύλωμα τετραγωνικής διατομής με κλειστό μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα:

1. Υφιστάμενο υποστύλωμα.
2. Τοποθέτηση νέων ράβδων.
3. Εφαρμογή νέου σκυροδέματος.
4. Τοποθέτηση βλήτρων.

(Β) Κλειστός μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος με αναρτήρες σε υποστύλωμα τετραγωνικής διατομής:

1. Υφιστάμενο υποστύλωμα.
2. Τοποθέτηση αναρτήρα.
3. Τοποθέτηση πρόσθετου οπλισμού.
4. Εφαρμογή νέου σκυροδέματος.

(Γ) Κλειστός μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος με αναρτήρες σε υποστύλωμα τετραγωνικής διατομής (όψη):

1. Υφιστάμενο υποστύλωμα.
2. Τοποθέτηση αναρτήρα.
3. Τοποθέτηση πρόσθετου οπλισμού.
4. Συγκόλληση.
5. Υφιστάμενος οπλισμός.

4.2.5 Προσθήκη μανδύων από FRP (ινοπλισμένα πολυμερή)

Τα FRP, ή Fiber Reinforced Polymers (ινοπλισμένα πολυμερή) είναι σύνθετα υλικά τα οποία δημιουργούνται από μια δέσμη ινών υψηλής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας συγκολλημένες σε μια σκληρυμένη μήτρα ρητίνης.

Οι ίνες δρουν ως φέρων οπλισμός, όπως ο χάλυβας στο οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ η μήτρα ρητίνης παρέχει κάποια συνοχή στο σύνθετο υλικό, μεταφέροντας τα φορτία στις ίνες και προστατεύοντάς τες από τις περιβαλλοντικές επιδράσεις.

Χρησιμοποιούνται τα FRP ως οπλισμός κάμψης, διάτμησης, ενίσχυσης τοπικά κάποιων δομικών στοιχείων, προέντασης και για την μόρφωση συνολικά δομικών στοιχείων όπως οι δοκοί κλπ.

Καλό είναι να διευκρινίσουμε ότι αυτού του είδους οι επεμβάσεις αλλάζουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής και γι' αυτό θα πρέπει να αποφασίζονται με σύνεση.

Επιβάλλεται ανασχεδιασμός της κατασκευής από τον οποίο πιθανότατα θα απαιτηθούν νέες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής, όπως π.χ. στη θεμελίωση.



Εικόνες 4.7 Ενίσχυση δομικών στοιχείων με F.R.P(Επιδόμος Α.Ε)

Αξιολογώντας τελικά όλα τα παραπάνω, μπορούμε να πούμε πως ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο, είναι δυνατόν να διαχωρίσουμε τις επεμβάσεις/ενισχύσεις στις κατασκευές ως εξής:

α) όταν επιδιώκουμε την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η αποτελεσματικότερη μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα, ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωμάτων ενώ τελευταία είναι η μέθοδος προσθήκης τοιχωμάτων ανάμεσα στα υφιστάμενα υποστυλώματα της κατασκευής σαν φυσική προέκτασή τους.

β) όταν επιδιώκουμε την αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε η αποτελεσματικότερη μέθοδος είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων της κατασκευής με την μέθοδο της προσθήκης τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων να ακολουθεί.

γ) όταν επιδιώκουμε την σύγχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης και η επιλογή της ειδικότερης τεχνικής καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη πόσο μεγάλο πρέπει να είναι κάθε ένα από τα παραπάνω χαρακτηριστικά..

Εφόσον απαιτούνται αυξήσεις ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, η λύση ίσως θα πρέπει να συμπεριλαμβάνει και την προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Οφείλουμε να επισημάνουμε επιπλέον ότι συχνά είναι σκόπιμο να χρησιμοποιηθεί ένας συνδυασμός μεθόδων ή επί μέρους τεχνικών έτσι ώστε να προκύψει η βέλτιστη τεchnοοικονομική λύση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

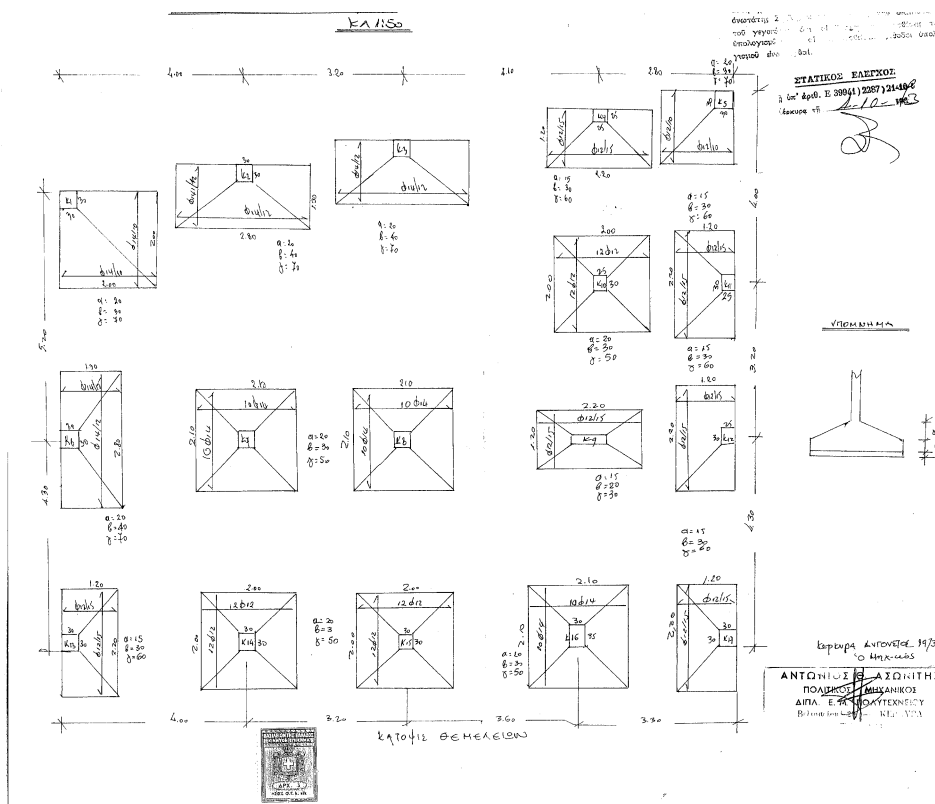
5. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΣΤΟΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ - ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.

5.1 Εισαγωγή

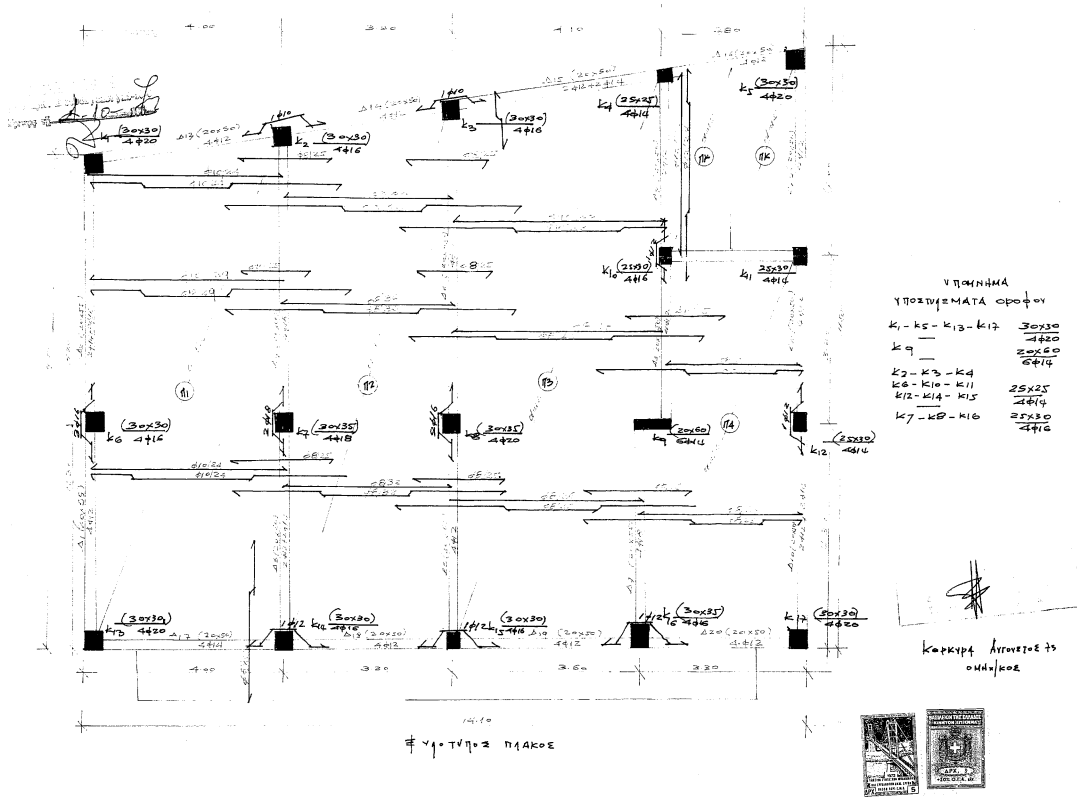
Στο παρόν κεφάλαιο κάνουμε αποτίμηση του κτηρίου σύμφωνα με τα δεδομένα συλλέξαμε, θα αναλύσουμε τη συμπεριφορά του στο φαινόμενο του σεισμού και θα θέσουμε τις επικρατέστερες προτάσεις ενίσχυσής του επιλέγοντας στο τέλος την πιο βέλτιστη από άποψη υλοποίησης και φυσικά οικονομίας.

5.2 Παρουσίαση του φορέα

Ο υφιστάμενος φορέας και η προσθήκη παρουσιάζονται στη συνέχεια.

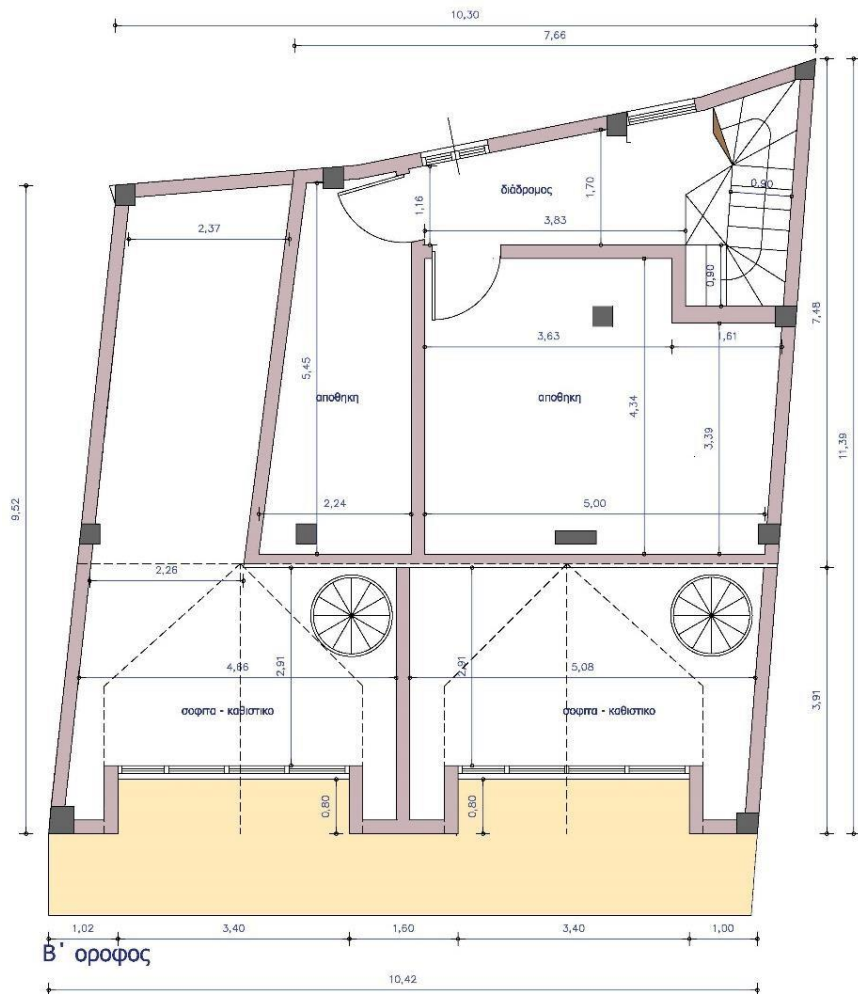


Σχήμα 5.1 Κάτοψη υφιστάμενου ξυλοτύπου θεμελίωσης



Σχήμα 5.2 Κάτοψη υφιστάμενου ξυλοτύπου οροφής ισόγειου





Σχήματα 5.3 Αρχιτεκτονικές κατόψεις



Σχήμα 5.4 Τομή υφιστάμενου κτηρίου

5.3 Περιγραφή Υφιστάμενου κτιρίου

Το κτίριο που υπάρχει σήμερα αποτελείται από δύο ορόφους, το ισόγειο και τον Α' όροφο. Επιχειρείται και μελετάται η προσθήκη επιπλέον ενός ορόφου. Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από ωπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C12/15 και χάλυβα S220 ,κατασκευής 1973. Το δόμημά μας αποτελούν επάλληλες πλάκες οι οποίες συνδέονται μονολιθικά και διασταυρώνονται με δοκάρια, υποστυλώματα ή τοιχώματα, μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήρια δοκάρια. Σύμφωνα με τη μελέτη προκύπτει ότι , εφόσον γίνουν οι προβλεπόμενες ενισχύσεις ο φέρων οργανισμός του κτηρίου δύναται να φέρει τα φορτία για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και σπουδαιότητα κτιρίου Σ2.

5.4 Αποτύπωση υφιστάμενου δομήματος

Κατά την έρευνα που κάναμε εντοπίσαμε κατόψεις ξυλοτύπων και παρατηρήσαμε ότι τα εγκεκριμένα σχέδια έχουν εφαρμοσθεί εκτός ενός τμήματος το οποίο δεν έχει κατασκευασθεί. Δεν παρουσιάζονται καθιζήσεις ή αστοχίες του εδάφους.

Κατά την επίσκεψή μας επί τόπου δεν διαπιστώσαμε κανενός είδους ζημιές και φθορές από σεισμικές και άλλες δράσεις. Επιπλέον δεν παρατηρήσαμε ρωγμές στον φέροντα οργανισμό από φορτίσεις, αλλαγή της χρήσεως , διάφορες κακοτεχνίες, κοντά υποστυλώματα και γενικά η κάτοψη θεωρείται κανονική με συμμετρικά κατανεμημένη δυσκαμψία. Δεν εντοπίσαμε φθορές στους οπλισμούς και στον φέροντα οργανισμό λόγω περιβαλλοντικών δράσεων όπως είναι η διάβρωση, η μηχανική φθορά, η ενανθράκωση σκυροδέματος κ.τ.λ. ενώ τέλος δεν εντοπίσαμε πουθενά στο κτίριο αλλά και σε γειτονικά κτίρια ρηγματώσεις και άλλα στοιχεία που να υποδεικνύουν καθιζήσεις και αστοχίες του εδάφους.

5.5 Ανασχεδιασμός

5.5.1 Γενικά

Σκοπός της αποτίμησης της υφιστάμενης κατάστασης και συνεπώς της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου είναι ο έλεγχος της ικανότητας του δομήματος να φέρει ασφαλώς τα σεισμικά φορτία σύμφωνα με τους ισχύοντες τη δεδομένη χρονική στιγμή κανονισμούς. +Στη μελέτη μας εφαρμόζουμε τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασίας Ζωής» και για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε διάρκεια 50 ετών.

Τα φορτία που φέρει το κτίριο αναλύονται σε κατακόρυφα σεισμικά φορτία που είναι τα μόνιμα, οι επικαλύψεις και τα κινητά φορτία και σε οριζόντια. Ο άνεμος και το χιόνι δεν συνυπολογίζονται αφού δεν τα θεωρούμε κρίσιμα στην περίπτωση μας. Αρχικά θα επιλυθεί ο φορέας ως υφιστάμενος και θα του επιβληθούν τα φορτία που προβλέπονται, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών του φέροντα οργανισμό καθώς και τη συνεισφορά των τοιχοποιιών στην παραλαβή κατακόρυφων και οριζοντίων δυνάμεων. Στις αντίστοιχες προσομοιώσεις θα επιβληθούν φορτίσεις που οφείλονται στα νεκρά, κινητά και σεισμικά φορτία.

5.5.2 Τιμές μεταβλητών - συντελεστών

Όπως προαναφέραμε δεν παρουσιάζονται βλάβες στα δομικά στοιχεία του κτηρίου σε όλους τους ορόφους και αν από τον έλεγχο δεν προκύψει απαίτηση, δεν πραγματοποιούμε επεμβάσεις. Επίσης όπως αναφέραμε πιο πάνω πρόκειται για κτίριο με κανονικότητα κατανομής δυσκαμψίας εντός ορόφου αλλά και καθ' ύψος.

$\gamma_{sd} =$	1.00 (Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις)
$\gamma_g =$	1.50 (Ανεκτή ΣΑΔ)
$\gamma_c, \gamma_s =$	1.65, 1.25 (Ανεκτή ΣΑΔ)
$q/q' =$	=1 (Στάθμη επιτελεστικότητας B)
$q' =$	1.7 (Πίνακας Σ4.4 Καν.επε. – ευμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων, χωρίς βλάβες)

Πίνακας 5.1 Μεταβλητές-συντελεστές μελέτης – τεύχος

5.5.3 Έλεγχος φερόντων στοιχείων

Οι συμπαγείς πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο Czerny και λαμβάνονται υπόψη οι δυσμενείς φορτίσεις ενώ οι δοκοί και τα υποστυλώματα διαστασιολογούνται σύμφωνα με την περιβάλλουσα των συνδυασμών φορτίσεων.

5.5.4 Παραδοχές φορτίσεων

Στην συνέχεια παρουσιάζουμε τις παραδοχές των φορτίσεων

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ		
Φορτία		
Μόνιμα Φορτία		
ι.β σκυροδέματος	25.0	kN/m ³
ι.β χάλυβα	78.5	kN/m ³
ι.β ξύλου	6.00	kN/m ³
ι.β επιχώσεων	18.00	kN/m ³
Επικ. δαπέδων (γενικά)	0.80	kN/m ²
Επικ. δώματος	1.00	kN/m ²
Φορτίο τοίχου (δρομικός)	2.10	kN/m ²
Φορτίο τοίχου (μπατικός)	3.60	kN/m ²
Κινητά φορτία γενικά		
Κινητά δώματος	2.00	kN/m ²
Κινητά κλιμάκων	3.50	kN/m ²
Κινητά εξωστών	5.00	kN/m ²
Σεισμικά Φορτία		
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II	(0.24)
Κατηγορία εδάφους	B	
Συντελεστής σπουδαιότητας	1.00	
(q) Συντελεστής συμπεριφοράς	1.70	
(θ) Συντελεστής θεμελίωσης	1.00	
(βo) Συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης	2.50	

Πίνακας 5.2 Παραδοχές μελέτης - τείχος

5.6 Δράσεις

5.6.1 Μόνιμα- Κινητά

Τα στοιχεία του φορέα χρησιμοποιούν το ίδιο βάρος τους για την φόρτισή τους ενώ οι πλάκες φορτίζονται με τα προαναφερόμενα μόνιμα και κινητά φορτία, ανάλογα με την επικάλυψη και τη χρήση τους και μεταφέρονται στις δοκούς και τα τοιχώματα αυτόματα και τέλος στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης.

5.6.2 Σεισμική διέγερση

Σύμφωνα με τον Κανονισμό το κτίριο έχει συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,50$, οι μάζες των στοιχείων απαντώνται στους κόμβους ενώ παράλληλα ως εκκεντρότητες ελήφθησαν εκείνες που προβλέπει ο EC8. Συνεπώς, οι μάζες των ορόφων πάρθηκαν εκατέρωθεν του κέντρου μάζας διαδοχικά με σκοπό τον υπολογισμό της επιβάρυνσης, κάθετα στη διεύθυνση της οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού που εξετάζεται και σε απόσταση $0,10L_i$. Προκύπτουν έτσι τέσσερις διαφορετικές σεισμικές δράσεις, οι $X1, X2, Y1, Y2$.

Η ανάλυση του φορέα γίνεται χρησιμοποιώντας την ισοδύναμη στατική μέθοδο και τη χωρική επαλληλία των μεγεθών αποκρίσεων διενεργούμε βάσει της παρ. 3.4.4 ΕΑΚ.

$$E=\pm EX\pm 0,30EY \text{ και}$$

$$E=\pm 0,30EX\pm EY$$

Τη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi d(T)$ υπολογίζουμε με τις παρακάτω τιμές:

Παράμετροι σεισμικής φόρτισης	
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους	$A=0.24g$
Σπουδαιότητα κτιρίου	$\Sigma E (\gamma_1=1.00)$
Κατηγορία εδάφους	B
Συντελεστής σεισμικής Αποτίμησης συμπεριφοράς	$q=1.70$
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta=1.00$

Πίνακας 5.3 φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi d(T)$ μελέτης - τεύχος

5.6.3 Συνδυασμοί φορτίσεων

Για να κάνουμε την διαστασιολόγηση των νέων στοιχείων, αυτών της προσθήκης, χρησιμοποιούμε τους παρακάτω συνδυασμούς φορτίσεων.

1.35G+1.5Q	
G+0.3Q±EX1±0,30EY1	G+0.3Q±0,30EX1±EY1
G+0.3Q±EX2±0,30EY1	G+0.3Q±0,30EX2±EY1
G+0.3Q±EX1±0,30EY2	G+0.3Q±0,30EX1±EY2
G+0.3Q±EX2±0,30EY2	G+0.3Q±0,30EX2±EY2

Πίνακας 5.4 συνδυασμοί φορτίσεων μελέτης – τεύχος

5.7.1 Μεθοδολογία ανάλυσης

Ο φορέας αποτελείται από γραμμικά παραμορφώσιμα στοιχεία. Τα συστατικά υλικά είναι συνεχή, ομοιογενή, ισότροπα και παράλληλα ευθύγραμμα σύμφωνα με το νόμο του Hooke. Τα αποτελέσματα που λαμβάνονται ισχύουν μόνο για μικρές μετατοπίσεις, οπότε είναι λογικό να αμελούνται τα φαινόμενα τάξης Β.

Οι συντελεστές δυσκαμψίας υπολογίζονται για τις απαραμόρφωτες δοκούς, ενώ οι εξισώσεις ισορροπίας εφαρμόζονται στις θέσεις των παραμορφωμένων δοκών.

Τα διανύσματα επιλύονται ως χωρικό πλαίσιο με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά ελεύθερη διατομή και αναλύονται με τη μέθοδο της μετατόπισης.

Το πρόγραμμα δίνει το γενικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα και το μητρώο συνολικού φορτίου της κατασκευής.

Δημιουργείται ένα σύστημα γραμμικών εξισώσεων, από την επίλυση του οποίου προκύπτουν οι μετατοπίσεις και οι στροφές των ελεύθερων κόμβων.

Εξαιρούνται οι κόμβοι θεμελίωσης των οποίων οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας έχουν διαγραφεί.

Από τις μετατοπίσεις των κόμβων υπολογίζονται τα συγκεντρωτικά μεγέθη των δυνάμεων και των ροπών στα άκρα κάθε φορέα και τέλος αντιστρέφονται τα μητρώα δυσκαμψίας με τη μέθοδο Cholesky skyline.

5.7.2 Εξιδανίκευση γεωμετρίας και ακαμψίας των μελών του φορέα

Λαμβάνουμε το μαθηματικό προσομοίωμα του φορέα αποδίδοντας γεωμετρικά στοιχεία και ιδιότητες στα μέλη του υπολογίζοντάς έτσι με τύπους της κλασικής γεωμετρίας ενώ για την δυσκαμψία κάνουμε χρήση τους τύπους από την αντοχή των υλικών .

Με τον ΕΑΚ 2000 οι ακαμψία των μελών του φορέα υπολογίζονται σε στάδιο II και συγκεκριμένα:

α) για τα υποστυλώματα έχουμε

$$\text{δυσκαμψία σε κάμψη σταδίου II} = \text{δυσκαμψία σε κάμψη σταδίου I}$$

β) για τα τοιχώματα:

$$\text{δυσκαμψία σε κάμψη σταδίου II} = 2/3 \text{ δυσκαμψία σε κάμψη σταδίου I}$$

γ) ενώ για τα οριζόντια στοιχεία

δυσκαμψία σε κάμψη σταδίου II = 1/2 δυσκαμψία σε κάμψη σταδίου I

δυσκαμψία σε στρέψη σταδίου II = 1/10 δυσκαμψία σε κάμψη σταδίου I

5.7.3 Εξιδανίκευση φορτίσεων

Αποδίδουμε στον φορέα τα κατακόρυφα φορτία κατά τις παραδοχές του DIN 1045. Παράλληλα, στην ισοδύναμη στατική μέθοδο παίρνουμε τριγωνική κατανομή της σεισμικής δράσης σύμφωνα με τον κανονισμό και τον τύπο 3.15 του ΕΑΚ 2000, με εκκεντρότητες σχεδιασμού ότι επιβάλλει η παράγραφος 3.3.3 και το παράρτημα στ'.

Στη δυναμική φασματική μέθοδο, τις ιδιομορφές λαμβάνουμε όπως ορίζεται στην ενότητα 3.4.2 του ΕΑΚ 2000 και η εκκεντρότητα σχεδιασμού λαμβάνεται όπως ορίζεται στην ενότητα 3.3.2. Το προκύπτον σύστημα διαφορικών εξισώσεων τάξης Β επιλύεται με τη μέθοδο της υπέρθεσης των ιδιομορφών.

Την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων για τα υπολογιζόμενα μεγέθη λαμβάνουμε πάντα με την ακριβή μέθοδο πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας. Τη μέγιστη τιμή μεγέθους αποκρίσεως X για παράλληλα δράση των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού παίρνουμε σύμφωνα με τη μεθοδολογία του Newmark για τους συνδυασμούς $X = \pm 1.0X_x \pm 0.3X_y$ και $X = \pm 0.3X_x \pm 1.0X_y$

Τέλος, σύμφωνα με τις προδιαγραφές της παραγράφου 3.2.2 του ΕΑΚ 2000 πραγματοποιείται η προσομοίωση των μαζών της κατασκευής.

Για τις πλάκες: όπως αναφέραμε πιο πάνω για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών των πλακών χρησιμοποιούμε τη μέθοδο Czerny. Στις ομοιόμορφα φορτισμένες πλάκες οι αντίστοιχες αντιδράσεις υπολογίζονται κατά DIN 1045, κατανέμοντας τις σαν φορτία σχεδιασμού στις περιμετρικές δοκούς.

Τις ελάχιστες και τις μέγιστες ροπές του ανοίγματος λαμβάνουμε σύμφωνα με τις προδιαγραφές της παρ.18.1.4 του ΕΚΩΣ 2000.

Για τις θεμελιώσεις: Λαμβάνουμε τις δράσεις σχεδιασμού από τη σχέση της παρ.5.2.2 (ΕΑΚ 2000)

$$S_{fd} = S_v \pm acdS_e$$

Όπου:

S_v είναι το εντατικό μέγεθος που λαμβάνεται από τις μη σεισμικές δράσεις

S_e είναι το εντατικό μέγεθος που λαμβάνεται από τη σεισμική δράση που χρησιμοποιήσαμε στον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή (acd).

Η ικανοτική ένταση που καθορίζει την διαστασιολόγηση των θεμελίων, λαμβάνεται από το έδαφος στο βαθμό που δεν υπερβαίνει τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους. Η μεταφερόμενη στο έδαφος ροπή λόγω της εκκεντρότητας και της σεισμικής ροπής, στρέφει το θεμέλιο και διοχετεύεται στα στοιχεία δυσκαμψίας σύμφωνα με το δείκτη αντίστασης που έχουν. Παράλληλα ελέγχεται η βάση του υποστυλώματος για ροπή προερχόμενη από τη στρέψη των πεδύλων και επιπρόσθετα επιλύονται οι πεδιλοδοκοί σύμφωνα με το μοντέλο Winkler.

5.8 Διαστασιολόγηση

Προκειμένου να διαστασιολογήσουμε τα στοιχεία του φορέα χρησιμοποιούμε τη μέθοδο της συνολικής αντοχής και προκειμένου να εξασφαλιστεί η φέρουσα ικανότητα και η λειτουργικότητα του φορέα στις κρίσιμες διατομές , κάνουμε όλους τους υποχρεωτικούς ελέγχους που ο κανονισμός ορίζει. Συγκεκριμένα 1) ελέγχουμε τις οριακές καταστάσεις και την αντοχή ορθών εντατικών μεγεθών όπως η ροπή κάμψης και η αξονική δύναμη των πλακών, των πέδων, των δοκών και των υποστυλωμάτων, 2) ελέγχουμε τις διατμητικές καταπονήσεις και ειδικότερα την τέμνουσα και την στρέψη των δοκών, υποστυλωμάτων και των πεδιλοδοκών, 3) ελέγχουμε τη διάτρηση των πεδύλων, 4) ελέγχουμε τα κατακόρυφα στοιχεία για λυγισμό, 5) και τέλος πραγματοποιούμε έλεγχο για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας όπως αυτές των ρηγματώσεων και των παραμορφώσεων ή βελών κάμψης. Κυρίως εφαρμόζουμε τις διατάξεις του Κανονισμού Σκυροδέματος ώστε να αποφύγουμε τις μεγάλες παραμορφώσεις. Ο τρόπος υπολογισμού, μέσω της αρχής της επαλληλίας, των δράσεων σχεδιασμού λαμβάνεται: $S_d = 1.35G + 1.50Q$ στατική φόρτιση και $S_d = 1.00G + \psi 2Q \pm 1.0E$ με σεισμό, ενώ τη μεταβλητή $\psi 2$ λαμβάνουμε από τον πίνακα 6.3 (ΕΚΩΣ 2000).

5.8.1 Θεμελιώσεις

Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι που εξασφαλίζουν ότι:

α) Η αδρανής επιφάνεια του πεδλου δεν πρέπει να υπερβαίνει το 50% της συνολικής επιφάνειάς του.

β) Για πέδιλα ορθογωνικής κάτοψης ισχύει:

$$ex^2 + ey^2 < 1/9 \quad \text{γενικά}$$

$$ex^2 + ey^2 < 1/16 \quad \text{για σεισμικά ευπαθή εδάφη}$$

5.8.1.1 Κοιτοστρώσεις

Υπολογίζουμε τις γενικές κοιτοστρώσεις σαν ενιαίες πλάκες εδραζόμενες σε εσχάρα πεδιλοδοκού εδραζόμενη πάνω σε ελαστικό έδαφος βάσει του Winkler και της μεθόδου των ελατηριων, χρησιμοποιώντας ως σταθερά ελατηρίου τον δείκτη εδάφους «κ». Στους κόμβους παίρνουμε τα φορτία τις ροπές των υποστυλωμάτων συγκεντρωμένα. Στη συνέχεια και με δεδομένα αυτά που αναπτύξαμε πιο πάνω επιλύουμε και διαστασιολογούμε τις πεδιλοδοκούς.

Τις πλάκες διαστασιολογούμε όπως προαναφέραμε χρησιμοποιώντας την Czerny μέθοδο και τα αρνητικά φορτία που προκύπτουν κατά την κατανομή του συνόλου των φορτίων στα αντίστοιχα υποστυλώματα κάθε φατώματος ως προς την επιφάνειά του. Επίσης ελέγχονται σε κάμψη αλλά και σε διάτμηση.

5.8.1.2 Περιμετρικά τοιχεία υπογείων.

Τα τοιχώματα των υπογείων υπολογίσαμε χρησιμοποιώντας δύσκαμπτες χιαστί ράβδους , κάνοντας πιο ρεαλιστική την προσομοίωση, πλάτους ίσου με αυτό του DT, κρέμαση που δεν θα πρέπει να ξεπερνά το μισό του ανοίγματος του DT, ακαμψία συνδέσμων ανάλογη των παραπάνω διαστάσεων και εμβαδόν που υπολογίζεται μέχρι το 1/10 του εμβαδού των παραπάνω διαστάσεων, προκειμένου να μην αλλοιωθεί το αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων των άκρων του DT. Αυτά τα δύσκαμπτα χιαστί τα εισάγουμε ως μέλη στο χωρικό πλαίσιο, συμβάλλοντας στην δυσκαμψία του φορέα.

Από την άλλη τα τοιχεία επιλύονται σε κατακόρυφη φόρτιση λόγω του ίδιου βάρους τους και των

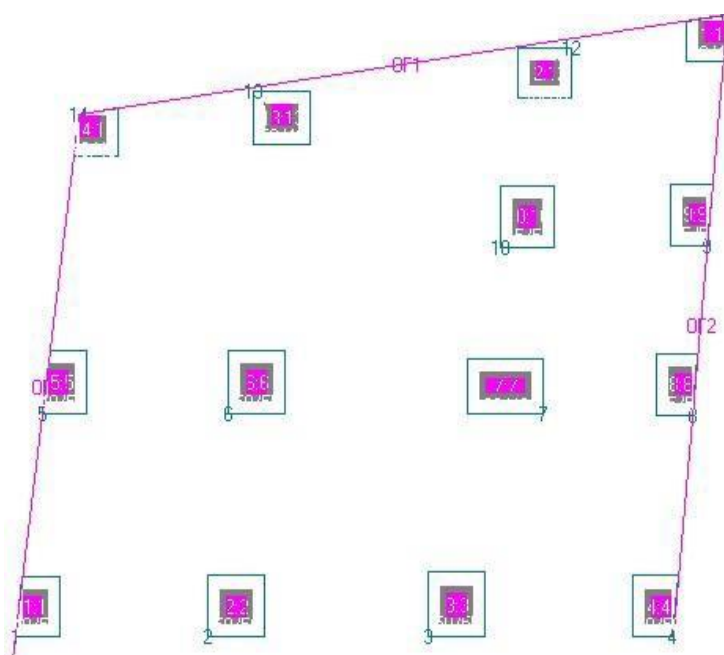
υπερκείμενων φορτίων αλλά και σε οριζόντια φόρτιση (ωθήσεις γαιών) σε κατάσταση ηρεμίας (Coulomb) και κατάσταση σεισμού (Monopobe-Okabe). Για τον υπολογισμό των οπλισμών όπως και των παχών των τοιχείων διαστασιολογούμε σε εγκάρσια φόρτιση λαμβάνοντας ως τετραέρειςτες πλακες σύμφωνα με τους πίνακες Czerny.

5.9 Γενικοί έλεγχοι - Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί:

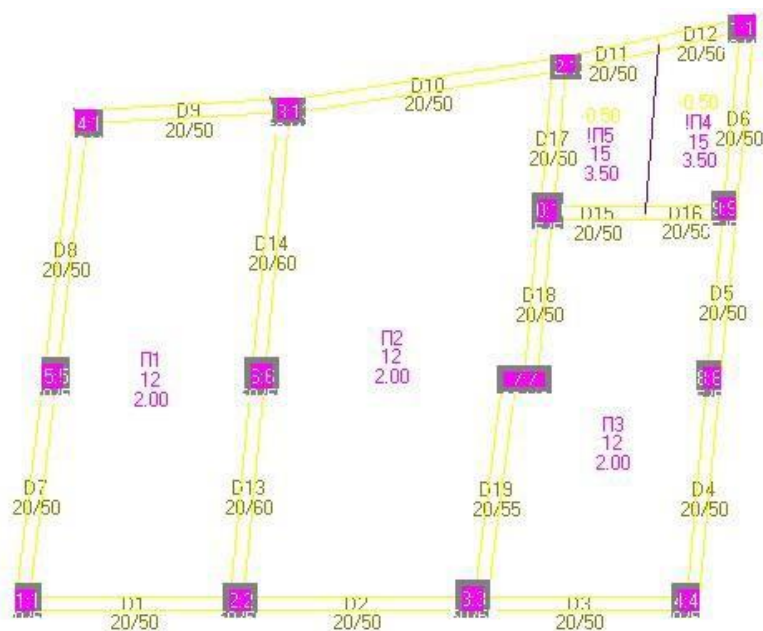
Πλέον όλων πραγματοποιούμε και ελέγχους για την αποφυγή μηχανισμού σε όροφο, για την επαρκεία και την ορθή τοποθέτηση των τοιχωμάτων , για επιρροές δεύτερης τάξης , για την αποφυγή των ψαθυρών μορφών της διατμητικής αστοχίας, για την ευστρεψία του ορόφου , για την περίσφιξη των υποστυλωμάτων αλλά επίσης και για την ύπαρξη τέλος κοντών υποστυλωμάτων.

Εφαρμόσαμε τους εξής Κανονισμούς:

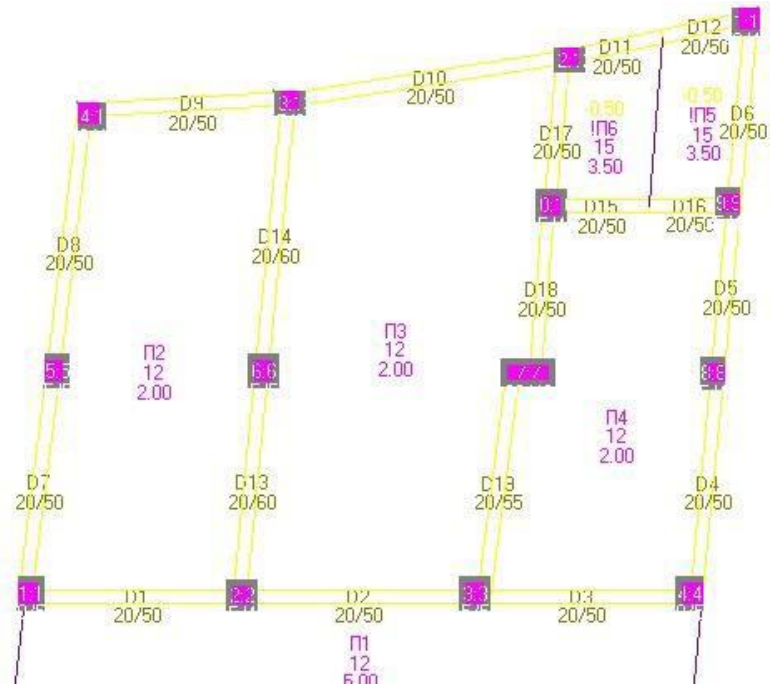
- 1) Β.Δ. 10/12/1945 - Κανονισμος Φορτισεων Δομικων Εργων
- 2) ΦΕΚ 1329B/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004 / ΦΕΚ 649/B/24-5-06, ΦΕΚ 1881/B/29-12-06 – Ε.Κ.Ω.Σ (Ελληνικος Κανονισμος Ωπλισμενου Σκυροδεματος)
- 3) ΦΕΚ 2184B/1999, ΦΕΚ 781B/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003 – Ε.Α.Κ (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός)



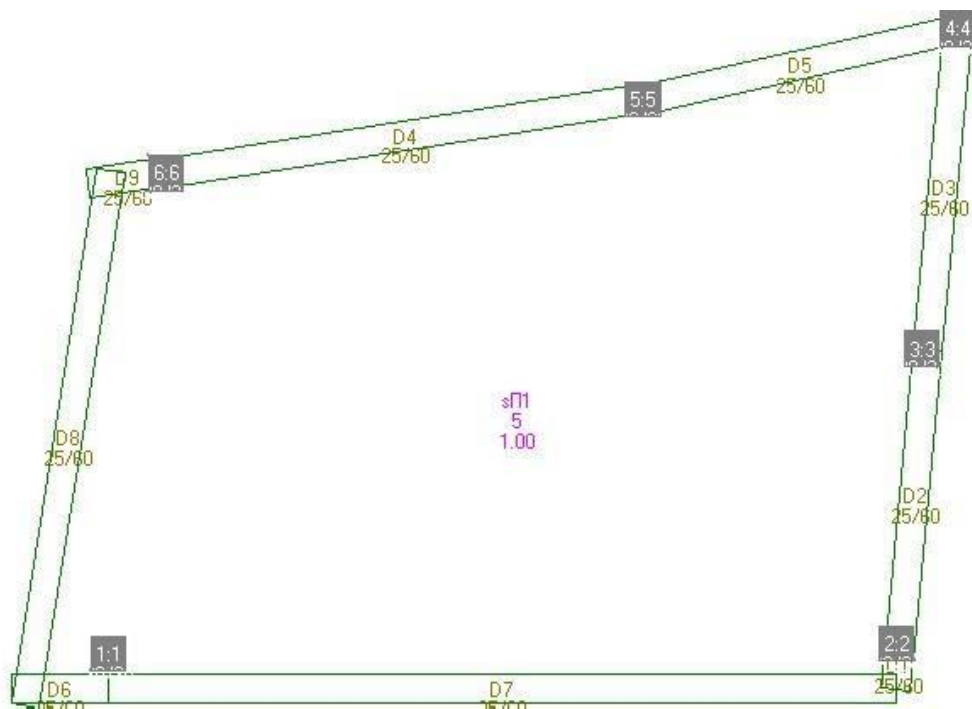
Σχήμα 5.5.1 σχήματα προσομοίωσης θεμελίωσης του φορέα στο λογισμικό statics



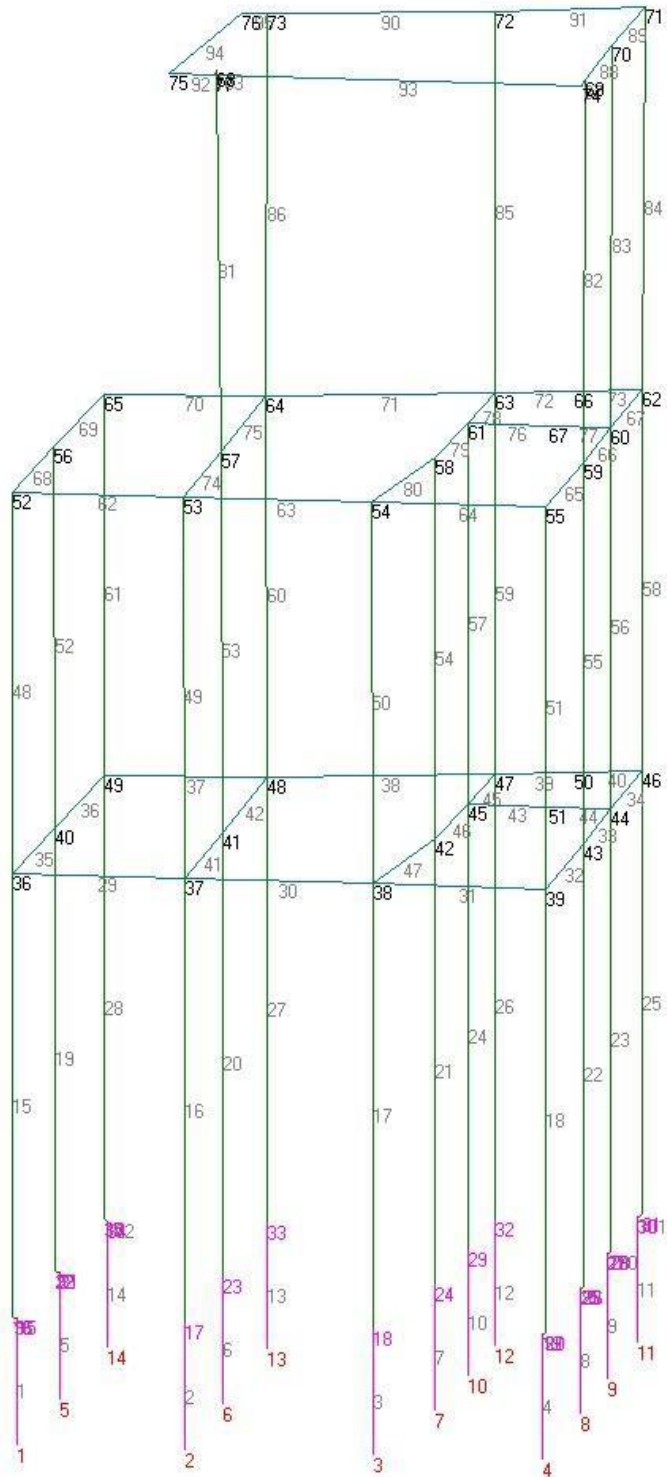
Σχήμα 5.5.2 σχήματα προσομοίωσης ισογείου του φορέα στο λογισμικό statics



Σχήμα 5.5.3 σχήματα προσομοίωσης ορόφου του φορέα στο λογισμικό statics



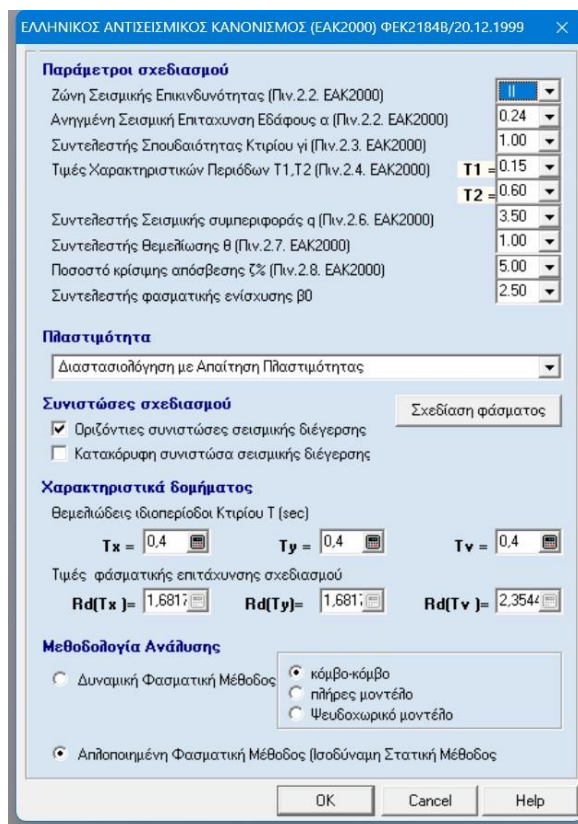
Σχήμα 5.5.4 σχήματα προσομοίωσης του φορέα στο λογισμικό statics



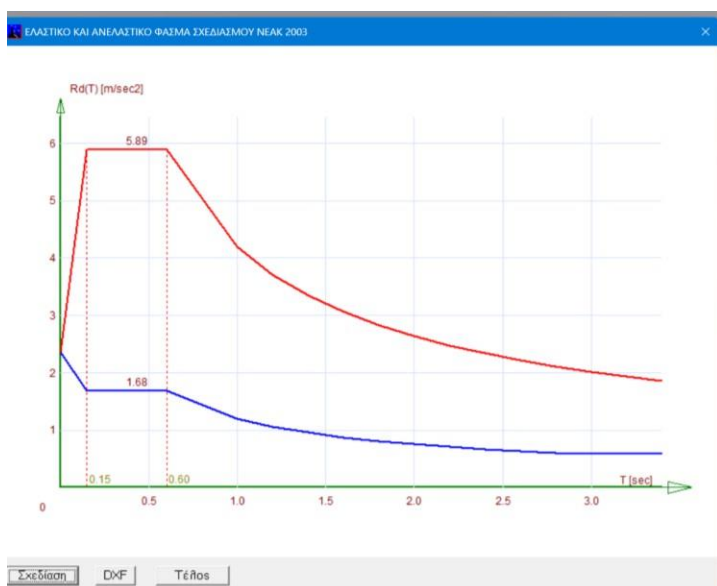
Σχήμα 5.5.5 σχήματα προσομοίωσης κόμβων του φορέα στο λογισμικό statics

5.10 Προσομοίωση του φορέα σε λογισμικό πρόγραμμα

Η προσομοίωση του φορέα μας όπως και όλες οι αναλύσεις έγιναν με τη βοήθεια του λογισμικού προγράμματος «Statics», εισάγοντας τα παρακάτω δεδομένα στοιχεία και λαμβάνοντας τα αντίστοιχα αποτελέσματα.



Πίνακας 5.5 εφαρμογή δεδομένων παραμέτρων σχεδιασμού στο λογισμικό statics



Πίνακας 5.6 ελαστικό και ανελαστικό φάσμα στο λογισμικό statics
ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

Γενικά
 Κατηγορία εδάφους (Πιν.2.5. ΕΑΚ2000) B
 Είδος εδάφους Κοκκώδες

Τιμές σχεδιασμού
 Μέτρο Ελαστικότητας εδάφους E (kPa) 50000
 Επιτρεπόμενη τάση σεπ (kPa) 250
 Δείκτης εδάφους K (kN/m³) Υπολογισμός 100000

Εδαφικές Παράμετροι
 Γωνία διατμητικής αντοχής φ (deg) 30
 Συνοχή c 70
 Αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su 70
 Ολικό ειδικό βάρος εδάφους γ (kN/m³) 18
 Υδραυλική κλίση ροής i (%) 0

Μεθοδολογία ανάλυσης
 Αναλυτική μέθοδος για τον υπολογισμό οριακού αξονικού φορτίου (Παρ.Ζ.ΕΑΚ2000)
 Προσεγγιστική μέθοδος βασισμένη σε προϋπάρχουσα εμπειρία (Παρ.Ζ.6.ΕΑΚ2000)

OK Cancel Help

Πίνακας 5.7 παράμετροι εδάφους στο λογισμικό statics

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΛΙΚΩΝ

Σκυρόδεμα C20/25 γc 1,5
 Χάλυβας B500C γs 1,15
 Χάλυβας συνδετήρων B500C
 Λιθοδομή Πλήνθοδομή γm 2,2
 Δομικός Χάλυβας S_235 γs 1,1
 Διατομές Σιδηροδοκών
 Δομική Ξυλεία C14 γm 1,3
 Δομικό Αλουμίνιο CB_DomikoAlouminio γm 1,1

Στοιχεία φέροντος οργανισμού
 Ωπλισμένο Σκυρόδεμα Δομικός Χάλυβας
 Φέρουσα Τοιχοποιία Δομική Ξυλεία
 Δομικό Αλουμίνιο

OK Cancel Help

Πίνακας 5.8 παράμετροι υλικών στο λογισμικό statics

Πίνακας 5.9 παράμετροι ενισχύσεων στο λογισμικό statics

Πίνακας 5.10 παράμετροι ενισχύσεων στο λογισμικό statics

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι

ΑΠΟΤΕΛΕΜΑΤΑ – ΤΕΥΧΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

(ως αναρτημένο στην ηλεκτρονική πλατφόρμα του ΤΕΕ)

Συγκεντρωτικά - Ισοδύναμη στατική ανάλυση

$\alpha=0,24$ $g=9,81$ $\gamma I=1,00$ $\beta_0=2,50$ $q=1,70$ $\Theta=1,00$ $T1=0,15$ $T2=0,60$
 $T\chi=0,26\text{sec}$ $T\psi=0,28\text{sec}$ $R\Delta\chi=1,682$ $R\Delta\psi=1,682$

ΣΤΑΘΜΗ: 2

$\eta=3,50\text{M}$ $L\chi=11,23\text{M}$ $L\psi=9,01\text{M}$

$\psi_2=1,0$

$W_{\text{μον}}=1072,55 \text{ KN}$, $W_{\text{κιν}}=164,46$
 KN

$M=126$ $JM=2782$ $H\chi=137$ $V\chi=471$ $H\psi=137$ $V\psi=471$ $\Delta M=3\%$ $\Delta K\chi=-1\%$ $\Delta K\psi=-9\%$
! $\Delta\chi=2,30$ $2,66$ $\Delta\psi=1,65$ $2,13$ $\Delta\chi/\eta q/2,5=1,07 < 5$ $\Delta\psi/\eta q/2,5=0,85 < 5$
 $KB=(5,99,4,08)$ $KE\Sigma=(5,84,3,61)$ $\chi_1=5,43$ $\chi_2=6,56$ $\psi_1=3,63$ $\psi_2=4,53$
 $\xi\chi=0,800$ $\xi\psi=0,882$!

ΣΤΑΘΜΗ: 3

$\eta=6,50\text{M}$ $L\chi=11,23\text{M}$ $L\psi=9,01\text{M}$

$\psi_2=1,0$

$W_{\text{μον}}=1044,27 \text{ KN}$, $W_{\text{κιν}}=231,77$
 KN

$M=130$ $JM=2918$ $H\chi=263$ $V\chi=333$ $H\psi=263$ $V\psi=333$ $\Delta M=-82\%$ $\Delta K\chi=-92\%$ $\Delta K\psi=-91\%$
 $\Delta\chi=4,75$ $5,30$ $\Delta\psi=3,07$ $3,91$ $\Delta\chi/\eta q/2,5=1,23 < 5$ $\Delta\psi/\eta q/2,5=0,83 < 5$
 $KB=(5,91,3,57)$ $KE\Sigma=(5,97,3,71)$ $\chi_1=5,34$ $\chi_2=6,47$ $\psi_1=3,12$ $\psi_2=4,02$
 $\xi\chi=0,745$ $\xi\psi=0,858$!

ΣΤΑΘΜΗ: 4

$\eta=9,50\text{M}$ $L\chi=8,43\text{M}$ $L\psi=6,00\text{M}$ $\psi_2=1,00$

$W_{\text{μον}}=194,90 \text{ KN}$, $W_{\text{κιν}}=37,68 \text{ KN}$

$M=24$ $JM=116$ $H\chi=70$ $V\chi=70$ $H\psi=70$

$V\psi=70$

$\Delta\chi=7,53$ $8,57$ $\Delta\psi=5,56$ $7,41$ $\Delta\chi/\eta q/2,5=1,53 < 5$ $\Delta\psi/\eta q/2,5=1,64 < 5$
 $KB=(7,29,5,71)$ $KE\Sigma=(8,09,6,21)$ $\chi_1=7,18$ $\chi_2=7,18$ $\psi_1=5,67$ $\psi_2=5,67$
 $\xi\chi=0,813$ $\xi\psi=0,948$!

Διαστασιολογήσεις πλακών: Στάθμη 2

ΤΟ ΥΛΙΚΟ: C12/15 S220

ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ: πάνω $\Delta 1 = 0,010\text{M}$, κάτω $\Delta 2 = 0,010\text{M}$

Πλάκα 1 Αμφιέρειστη

$L\chi=3,14$ $L\psi=7,42$ $\eta=12\text{cM}$ $a\chi=0,8$ $aL/\Delta=22,8$ $(aL)^2/\eta=52,6$

φορτία: $I.B=3,00$ $\text{πλακόστρωσης}=0,80$ $\text{τοιχών}=0,81$ $\text{κινητό}=2,00$

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $5,68+2,46$
κατά X: $M_s\Delta=5,66$ $A_s1=2,49$ $\Phi8/16=3,14$
κατά Ψ: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=0,63$
 $\Phi8/25=2,01$ $V_s\Delta = 1,008,08 +$
 $1,003,50 = 11,59$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=59,00 + V_wL=1,26 = 60,26 > 11,59$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,13 \text{ cM} < 314/200 = 1,57 \text{ cM}$,

Πλάκα 2 Τετραέρειστη

$L\chi=4,12$ $L\psi=7,78$ $\eta=12\text{cM}$ $a\chi=0,6$ $aL/\Delta=22,5$ $(aL)^2/\eta=50,9$
φορτία: $I.B=3,00$ πλακόστρωσης= $0,80$ τοίχων= $1,14$ κινητό= $2,00$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $7,00+2,83$ $0,00+0,00$ $7,00+2,83$
κατά X: $M_s\Delta=7,95$ $A_s1=3,51$ $\Phi8/14=3,59$
κατά Ψ: $M_s\Delta=1,95$ $A_s1=0,85$
 $\Phi8/16=3,14$ $V_s\Delta = 1,009,13 + 1,003,70$
 $= 12,83$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=50,85 + V_wL=1,96 = 52,81 > 12,83$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,41 \text{ cM} < 412/200 = 2,06 \text{ cM}$,

Πλάκα 3 Τετραέρειστη

$L\chi=3,10$ $L\psi=5,88$ $\eta=12\text{cM}$ $a\chi=0,8$ $aL/\Delta=22,6$ $(aL)^2/\eta=51,3$
φορτία: $I.B=3,00$ πλακόστρωσης= $0,80$ τοίχων= $1,11$ κινητό= $2,00$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $5,66+2,31$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$
κατά X: $M_s\Delta=5,61$ $A_s1=2,46$ $\Phi8/16=3,14$
κατά Ψ: $M_s\Delta=1,61$ $A_s1=0,70$
 $\Phi8/16=3,14$ $V_s\Delta = 1,008,40 + 1,003,43$
 $= 11,83$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=50,85 + V_wL=1,96 = 52,81 > 11,83$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,13 \text{ cM} < 310/200 = 1,55 \text{ cM}$,

Πλάκα 4 Αμφιέρειστη

$L\chi=1,29$ $L\psi=2,70$ $\eta=15\text{cM}$ $a\psi=1,0$ $aL/\Delta=19,3$ $(aL)^2/\eta=48,7$
φορτία: $I.B=3,75$ πλακόστρωσης= $1,00$ τοίχων= $0,00$ κινητό= $3,50$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$
κατά X: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=0,53$
 $\Phi8/25=2,01$ κατά Ψ: $M_s\Delta=7,54$
 $A_s1=2,60$ $\Phi8/19=2,65$ $V_s\Delta = 1,005,28 +$
 $1,003,89 = 9,17$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=73,58 + V_wL=1,60 = 75,18 > 9,17$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,09 \text{ cM} < 270/200 = 1,35 \text{ cM}$,

Πλάκα 5 Αμφιέρειστη

$L\chi=1,49$ $L\psi=2,40$ $\eta=15\text{cM}$ $a\psi=1,0$ $aL/\Delta=17,1$ $(aL)^2/\eta=38,3$
φορτία: $I.B=3,75$ πλακόστρωσης= $1,00$ τοίχων= $0,00$ κινητό= $3,50$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$
κατά X: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=0,48$

$\Phi 8/25=2,01$ κατά Ψ : $M_s\Delta=5,93$
 $A_{s1}=2,04$ $\Phi 8/21=2,39$ $V_{s\Delta} = 1,004,55 +$
 $1,003,36 = 7,91$
 $V_{r\Delta 3} = V_{r\Delta 1}=73,58 + V_{wL}=1,60 = 75,18 > 7,91$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,05 \text{ cM} < 240/200 = 1,20 \text{ cM}$,

$\Pi 1$ $M_e=8,15$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=3,14M$ $\eta=12\text{cM}$
 $\Pi 2$ $M_e=9,83$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=4,12M$ $\eta=12\text{cM}$
 $M_s\Delta=9,18$ $A_{s1}=4,53-1,57-1,57=1,39$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 8/30 = 1,68$

$\Pi 1$ $M_e=8,15$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=3,14M$
 $\eta=12\text{cM}$ $\Pi 2$ $M_e=9,83$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$
 $L=4,12M$ $\eta=12\text{cM}$
 $M_s\Delta=9,18$ $A_{s1}=4,53-1,57-1,57=1,39$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 8/30 = 1,68$

$\Pi 3$ $M_e=0,00$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=5,88M$
 $\eta=12\text{cM}$ $\Pi 5$ $M_e=0,00$ $A_{s1}=1,20$ $A_{s2}=0,00$
 $L=2,40M$ $\eta=15\text{cM}$ $M_s\Delta=0,00$ $A_{s1}=2,77-1,57-$
 $1,20=0,00$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 0/0 = 0,00$

$\Pi 3$ $M_e=0,00$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=5,88M$
 $\eta=12\text{cM}$ $\Pi 4$ $M_e=0,00$ $A_{s1}=1,32$ $A_{s2}=0,00$
 $L=2,70M$ $\eta=15\text{cM}$ $M_s\Delta=0,00$ $A_{s1}=2,89-1,57-$
 $1,32=0,00$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 0/0 = 0,00$

$\Pi 2$ $M_e=9,83$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=4,12M$ $\eta=12\text{cM}$
 $\Pi 5$ $M_e=0,00$ $A_{s1}=0,00$ $A_{s2}=0,00$ $L=0,00M$
 $\eta=15\text{cM}$ $M_s\Delta=0,00$ $A_{s1}=1,57-1,57-0,00=0,00$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 0/0 = 0,00$

$\Pi 2$ $M_e=9,83$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=4,12M$ $\eta=12\text{cM}$
 $\Pi 3$ $M_e=7,97$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=3,10M$ $\eta=12\text{cM}$
 $M_s\Delta=9,15$ $A_{s1}=4,51-1,57-1,57=1,37$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 8/30 = 1,68$

$\Pi 2$ $M_e=9,83$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=4,12M$ $\eta=12\text{cM}$
 $\Pi 3$ $M_e=7,97$ $A_{s1}=1,57$ $A_{s2}=0,00$ $L=3,10M$ $\eta=12\text{cM}$
 $M_s\Delta=9,15$ $A_{s1}=4,51-1,57-1,57=1,37$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 8/30 = 1,68$

Διαστασιολογήσεις πλακών: Στάθμη 3

ΤΟ ΥΛΙΚΟ: C12/15 S220

ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ: πάνω $\Delta 1 = 0,010M$, κάτω $\Delta 2 = 0,010M$

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

Πλάκα 1 Πρόβολος

$L\chi=10,28$ $L\psi=1,20$ $\eta=12cM$ $a=2,4$ $aL/\Delta=26,2$ $(aL)^2/\eta=69,2$
φορτία: $I.B=3,00$ πλακόστρωσης= $0,80$ τοίχων= $0,00$ κινητό= $5,00$
γραμμικό φορτίο ελεύθερου άκρου= $3,00$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $6,34+3,60$
 $0,00+0,00$ κατά X: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=1,01$ $\Phi8/25=2,01$
κατά Ψ: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=0,00$
 $\Phi0/0=0,00$ $V_s\Delta = 1,004,14 +$
 $1,005,45 = 9,60$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=59,00 + V_wL=1,26 = 60,26 > 9,60$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,12 cM < 120/200 = 0,60 cM,$

Πλάκα 2 Αμφιέριστη

$L\chi=3,14$ $L\psi=7,42$ $\eta=12cM$ $a\chi=0,8$ $aL/\Delta=22,8$ $(aL)^2/\eta=52,6$
φορτία: $I.B=3,00$ πλακόστρωσης= $1,00$ τοίχων= $0,81$ κινητό= $2,00$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$
 $5,93+2,46$ κατά X: $M_s\Delta=5,80$ $A_s1=2,55$ $\Phi8/16=3,14$
κατά Ψ: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=0,63$
 $\Phi8/25=2,01$ $V_s\Delta = 1,008,43 +$
 $1,003,50 = 11,94$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=59,00 + V_wL=1,26 = 60,26 > 11,94$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,13 cM < 314/200 = 1,57 cM,$

Πλάκα 3 Τετραέριστη

$L\chi=4,12$ $L\psi=7,78$ $\eta=12cM$ $a\chi=0,6$ $aL/\Delta=22,5$ $(aL)^2/\eta=50,9$
φορτία: $I.B=3,00$ πλακόστρωσης= $0,80$ τοίχων= $1,14$ κινητό= $2,00$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $7,00+2,84$ $0,00+0,00$ $7,00+2,84$
κατά X: $M_s\Delta=7,91$ $A_s1=3,49$ $\Phi8/14=3,59$
κατά Ψ: $M_s\Delta=1,95$ $A_s1=0,85$
 $\Phi8/16=3,14$ $V_s\Delta = 1,009,13 + 1,003,70$
 $= 12,83$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=50,85 + V_wL=1,96 = 52,81 > 12,83$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,41 cM < 412/200 = 2,06 cM,$

Πλάκα 4 Τετραέριστη

$L\chi=3,10$ $L\psi=5,88$ $\eta=12cM$ $a\chi=0,8$ $aL/\Delta=22,6$ $(aL)^2/\eta=51,3$
φορτία: $I.B=3,00$ πλακόστρωσης= $0,80$ τοίχων= $1,11$ κινητό= $2,00$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $5,66+2,31$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$
κατά X: $M_s\Delta=5,61$ $A_s1=2,46$ $\Phi8/16=3,14$
κατά Ψ: $M_s\Delta=1,61$ $A_s1=0,70$
 $\Phi8/16=3,14$ $V_s\Delta = 1,008,41 + 1,003,43$
 $= 11,83$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=50,85 + V_wL=1,96 = 52,81 > 11,83$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,13 cM < 310/200 = 1,55 cM,$

Πλάκα 5 Αμφιέρειστη

$L\chi=1,29$ $L\psi=2,70$ $\eta=15cM$ $a\psi=1,0$ $aL/\Delta=19,3$ $(aL)^2/\eta=48,7$
φορτία: $I.B=3,75$ πλακόστρωσης= $1,00$ τοίχων= $0,00$ κινητό= $3,50$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$
κατά X: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=0,53$
 $\Phi8/25=2,01$ κατά Ψ: $M_s\Delta=7,54$
 $A_s1=2,60$ $\Phi8/19=2,65$ $V_s\Delta = 1,005,28 +$
 $1,003,89 = 9,17$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=73,58 + V_wL=1,60 = 75,18 > 9,17$
Ελαστικό Βέλος Κάμψης:
 $w_eL = 0,09 cM < 270/200 = 1,35 cM,$

Πλάκα 6 Αμφιέρειστη

$L\chi=1,49$ $L\psi=2,40$ $\eta=15cM$ $a\psi=1,0$ $aL/\Delta=17,1$ $(aL)^2/\eta=38,3$
φορτία: $I.B=3,75$ πλακόστρωσης= $1,00$ τοίχων= $0,00$ κινητό= $3,50$
Ροπές πλευρών: $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$ $0,00+0,00$
κατά X: $M_s\Delta=0,00$ $A_s1=0,48$
 $\Phi8/25=2,01$ κατά Ψ: $M_s\Delta=5,93$
 $A_s1=2,04$ $\Phi8/21=2,39$ $V_s\Delta = 1,004,55 +$
 $1,003,36 = 7,91$
 $V_r\Delta3 = V_r\Delta1=73,58 + V_wL=1,60 = 75,18 > 7,91$
ελαστικό βέλος κάμψης:
 $w_eL = 0,05 cM < 240/200 = 1,20 cM,$

Π 1 $M_e=9,95$ $A_s1=0,00$ $A_s2=0,00$ $L=1,20M$
 $\eta=12cM$ Π 2 $M_e=0,00$ $A_s1=0,00$ $A_s2=0,00$
 $L=7,42M$ $\eta=12cM$ $M_s\Delta=9,95$ $A_s1=4,92-0,00-$
 $0,00=4,92$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi8/10 = 5,03$

Π 1 $M_e=9,95$ $A_s1=0,00$ $A_s2=0,00$ $L=1,20M$
 $\eta=12cM$ Π 3 $M_e=0,00$ $A_s1=1,57$ $A_s2=0,00$
 $L=7,78M$ $\eta=12cM$ $M_s\Delta=9,95$ $A_s1=4,92-0,00-$
 $1,57=3,35$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi8/15 = 3,35$

Π 1 $M_e=9,95$ $A_s1=0,00$ $A_s2=0,00$ $L=1,20M$
 $\eta=12cM$ Π 4 $M_e=0,00$ $A_s1=1,57$ $A_s2=0,00$
 $L=5,88M$ $\eta=12cM$ $M_s\Delta=9,95$ $A_s1=4,92-0,00-$
 $1,57=3,35$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi8/15 = 3,35$

Π 2 $M_e=8,40$ $A_s1=1,57$ $A_s2=0,00$ $L=3,14M$
 $\eta=12cM$ Π 3 $M_e=9,84$ $A_s1=1,57$ $A_s2=0,00$ $L=4,12M$
 $\eta=12cM$ $M_s\Delta=9,28$ $A_s1=4,58-1,57-1,57=1,44$
απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi8/30 = 1,68$

Π 2 $M_e=8,40$ $A_s1=1,57$ $A_s2=0,00$ $L=3,14M$
 $\eta=12cM$ Π 3 $M_e=9,84$ $A_s1=1,57$ $A_s2=0,00$ $L=4,12M$
 $\eta=12cM$ $M_s\Delta=9,28$ $A_s1=4,58-1,57-1,57=1,44$

απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 8/30 = 1,68$

Π 4 Me=0,00 As1=1,57 As2=0,00 L=5,88M
 $\eta=12cM$ Π 6 Me=0,00 As1=1,20 As2=0,00
 L=2,40M $\eta=15cM$ MsΔ=0,00 As1=2,77-1,57-
 1,20=0,00

απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 0/0 = 0,00$

Π 4 Me=0,00 As1=1,57 As2=0,00 L=5,88M
 $\eta=12cM$ Π 5 Me=0,00 As1=1,32 As2=0,00
 L=2,70M $\eta=15cM$ MsΔ=0,00 As1=2,89-1,57-
 1,32=0,00

απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 0/0 = 0,00$

Π 3 Me=9,84 As1=1,57 As2=0,00 L=4,12M $\eta=12cM$
 Π 6 Me=0,00 As1=0,00 As2=0,00 L=0,00M
 $\eta=15cM$ MsΔ=0,00 As1=1,57-1,57-0,00=0,00
 απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 0/0 = 0,00$

Π 3 Me=9,84 As1=1,57 As2=0,00 L=4,12M $\eta=12cM$
 Π 4 Me=7,97 As1=1,57 As2=0,00 L=3,10M $\eta=12cM$
 MsΔ=9,15 As1=4,51-1,57-1,57=1,37
 απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 8/30 = 1,68$

Π 3 Me=9,84 As1=1,57 As2=0,00 L=4,12M $\eta=12cM$
 Π 4 Me=7,97 As1=1,57 As2=0,00 L=3,10M $\eta=12cM$
 MsΔ=9,15 As1=4,51-1,57-1,57=1,37
 απαιτούμενος οπλισμός= $\Phi 8/30 = 1,68$

Διαστασιολογήσεις πλακών: Στάθμη 4

Πλάκα 1

Διαστάσεις: $L_x = 7,37M$, $L_y = 4,96M$

Σταθερό (σανίδωμα, κεραμίδια) $g = 1,30 KN/M^2$

Ωφέλιμο (χιόνι, εργάτες) $q = 0,65 KN/M^2$

Ανεμος $W_o = -1,25 KN/M^2$, συντελεστής υφαρπαγής = 0,6

Εργάτη (σημειακό) $P_e = 1,00 KN$

Δοκοί υφιστάμενου - έλεγχος

Στάθμη : 2

Δοκ,	Διαστ,	q	M/K	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,	MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ2	VrΔ3
cM	KN/M	KNM	KN	cM ²	KNM		KN	KN		
K 1		-76,79	0Φ0+0Φ0	2,26	-20,8	71,8	Φ6/20	225,8	32,8	
65,19	0Φ0	4,52	41,2							

Δ 1	20/50	13,6	-38,01	2Φ12	2,26	-20,9				
321	1,2	44,64	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2					
K 2		-72,94	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	74,1	Φ6/20	225,8	32,8	
56,91		ΟΦΟ	9,05	81,1						
K 2		-72,94	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	66,5	Φ6/20	225,8	32,8	
53,89		ΟΦΟ	9,05	81,1						
Δ 2	20/50	13,5	-35,69	2Φ12	2,26	-20,9				
353	1,1	38,89	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2					
K 3		-74,53	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	67,7	Φ6/20	225,8	32,8	
53,62		ΟΦΟ	9,05	81,1						
K 3		-74,53	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	74,0	Φ6/20	225,8	32,8	
60,18		ΟΦΟ	9,05	81,1						
Δ 3	20/50	13,6	-38,42	2Φ12	2,26	-20,9				
323	1,1	43,50	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2					
K 4		-78,39	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	73,2	Φ6/20	225,8	32,8	
64,10		ΟΦΟ	4,52	41,2						

Δοκ,	Διαστ,	$q_{M/K}$	$M_{s\Delta}$	Υπάρχων Οπλ,	$M_{r\Delta}$	$V_{s\Delta}$	Υπ,Συνδ,	$V_{r\Delta 2}$	
	$V_{r\Delta 3}$	cM	KN/M	KNM	cM ²	KNM	KN		
	KN	KN							
K 4		-60,33	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	60,8	Φ6/20	225,8	32,4
46,29		ΟΦΟ	4,52	41,2					
Δ 4	20/50	15,2	-30,38	2Φ12	2,26	-20,9			
333	1,8	37,75	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2				
K 8		-48,96	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	61,9	Φ6/20	225,8	32,4
31,75		ΟΦΟ	9,05	81,1					
K 8		-48,96	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	66,4	Φ6/20	225,8	32,4
36,56		ΟΦΟ	9,05	81,1					
Δ 5	20/50	15,2	-29,32	2Φ12	2,26	-20,9			
255	1,8	32,22	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2				
K 9		-51,34	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	64,6	Φ6/20	225,8	32,4
44,07		ΟΦΟ	9,05	81,1					
K 9		-51,34	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	39,6	Φ6/20	225,8	32,4
20,90		ΟΦΟ	9,05	81,1					
Δ 6	20/50	11,1	-16,95	2Φ12	2,26	-20,8			
272	0,0	20,33	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2				
K 11		-33,13	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	38,7	Φ6/20	225,8	32,4
27,12		ΟΦΟ	4,52	41,2					

Δοκ,	Διαστ,	$q_{M/K}$	$M_{s\Delta}$	Υπάρχων Οπλ,	$M_{r\Delta}$	$V_{s\Delta}$	Υπ,Συνδ,	$V_{r\Delta 2}$	
	$V_{r\Delta 3}$	cM	KN/M	KNM	cM ²	KNM	KN		
	KN	KN							
K 1		-57,13	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	60,9	Φ6/20	225,8	32,4
47,34		ΟΦΟ	4,52	41,2					
Δ 7	20/50	15,3	-26,67	2Φ12	2,26	-20,9			
338	1,9	36,94	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2				
K 5		-58,10	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	66,4	Φ6/20	225,8	32,4
33,92		ΟΦΟ	9,05	81,1					
K 5		-58,10	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	58,8	Φ6/20	225,8	32,4
26,48		ΟΦΟ	9,05	81,1					

Δ 8	20/50	15,3	-20,69	2Φ12	2,26	-20,9					
380	1,9	29,30	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2						
K14		-51,35	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	55,4	Φ6/2	225,8	32,4		
31,44		ΟΦΟ	4,52	41,2			Ο				
Δοκ, Διαστ, q _l	M/K	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,	MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ		VrΔ3		
cM	KN/M	KNM	cM ²	KNM	KN	KN	KN	KN	2		
K14		-71,91	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	70,8	Φ6/20	225,8	32,8		
60,66		ΟΦΟ	4,52	41,2							
Δ 9	20/50	13,4	-36,26	2Φ12	2,26	-20,9					
303	1,1	40,85	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2						
K13		-68,90	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	72,5	Φ6/20	225,8	32,8		
55,21		ΟΦΟ	9,05	81,1							
K13		-68,90	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	55,7	Φ6/20	225,8	32,8		
32,07		ΟΦΟ	9,05	81,1							
Δ10	20/50	13,7	-23,44	2Φ12	2,26	-20,9					
425	1,2	30,38	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2						
K12		-62,12	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	55,4	Φ6/2	225,8	32,8		
							Ο				
29,82		ΟΦΟ	9,05	81,1							
K12		-62,12	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	80,5	Φ6/2	225,8	32,8		
							Ο				
46,39		ΟΦΟ	9,05	81,1							
Δ11	20/50	16,8	-33,85	2Φ12	2,26	-20,9					
274	4,4	62,16	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2						
K11		-66,87	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	50,6	Φ6/2	225,8	32,8		
							Ο				
57,12		ΟΦΟ	4,52	41,2							
Δοκ, Διαστ, q _l	M/K	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,	MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ2				
VrΔ3	cM	KN/M	KNM	cM ²	KNM	KN	KNM	KN			
KN	KN										
K 2		-88,35	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-25,1	91,4	Φ6/20	271,9	38,2		
80,39		ΟΦΟ	4,52	49,8							
Δ13	20/60	18,2	-43,38	2Φ12	2,26	-25,3					
336	6,6	60,94	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	49,8						
K 6		-93,79	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-50,2	103,2	Φ6/20	271,9	38,2		
54,10		ΟΦΟ	9,05	98,4							
K 6		-93,79	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-50,2	88,1	Φ6/20	271,9	38,2		
34,76		ΟΦΟ	9,05	98,4							
Δ14	20/60	18,2	-30,56	2Φ12	2,26	-25,3					
398	6,6	46,58	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	49,8						
K13		-69,94	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-25,1	78,5	Φ6/20	271,9	38,2		
49,71		ΟΦΟ	4,52	49,8							
Δοκ, Διαστ, q _l	M/K	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,	MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ2				
VrΔ3	cM	KN/M	KNM	cM ²	KNM	KN	KNM	KN			
KN	KN										
K10		-95,88	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	105,6	Φ6/20	225,8	33,3		
84,73		ΟΦΟ	4,52	41,2							

Δ15 20/50 19,0 -53,97 2Φ12 2,26 -21,0
 267 5,5 76,73 4Φ12+ΟΦΟ 4,52 41,2
 Κ 9 -75,40 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -20,8 73,7 Φ6/20 225,8 33,3
 69,27 ΟΦΟ 4,52 41,2

Δοκ, Διαστ, $q_{M/K}$ MsΔ Υπάρχων Οπλ, MrΔ VsΔ Υπ,Συνδ, VrΔ2
 VrΔ3 cM KN/MKNM cM² KNM KN
 KN KN

Κ10 -50,28 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -20,8 82,1 Φ6/20 225,8 32,4
 37,01 ΟΦΟ 4,52 41,2

Δ17 20/50 19,3 -29,21 2Φ12 2,26 -20,9
 216 3,4 32,88 4Φ12+ΟΦΟ 4,52 41,2

Κ12 -45,78 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -20,8 71,6 Φ6/20 225,8 32,4
 47,84 ΟΦΟ 4,52 41,2

Δοκ, Διαστ, $q_{M/K}$ MsΔ Υπάρχων Οπλ, MrΔ VsΔ Υπ,Συνδ, VrΔ2
 VrΔ3 cM KN/MKNM cM² KNM KN
 KN KN

Κ 7 -61,67 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -20,8 82,0 Φ6/20 225,8 32,4
 39,01 ΟΦΟ 4,52 41,2

Δ18 20/50 17,8 -30,76 2Φ12 2,26 -20,9
 254 6,5 34,68 4Φ12+ΟΦΟ 4,52 41,2

Κ10 -56,27 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -20,8 77,0 Φ6/20 225,8 32,4
 46,64 ΟΦΟ 4,52 41,2

Δοκ, Διαστ, $q_{M/K}$ MsΔ Υπάρχων Οπλ, MrΔ VsΔ Υπ,Συνδ, VrΔ2
 VrΔ3 cM KN/MKNM cM² KNM KN
 KN KN

Κ 3 -82,37 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -23,0 86,6 Φ6/20 248,8 35,5
 74,20 ΟΦΟ 10,18 96,1

Δ19 20/55 18,1 -42,71 2Φ12 2,26 -23,1
 329 6,5 59,31 4Φ18+ΟΦΟ 10,18 96,1

Κ 7 -81,99 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -23,0 94,8 Φ6/20 248,8 35,5
 45,46 ΟΦΟ 10,18 96,1

ΣΤΑΘΜΗ: 3

Δοκ, Διαστ, $q_{M/K}$ MsΔ Υπάρχων Οπλ, MrΔ VsΔ Υπ,Συνδ, VrΔ VrΔ3
 cM KN/M KNM cM² KNM KN KN 2
 KN

Κ 1 -54,29 ΟΦΟ+ΟΦΟ 2,26 -20,8 74,2 Φ6/20 225,8 32,4
 45,73 ΟΦΟ 4,52 41,2

Δ 1 20/50 21,5 -18,78 2Φ12 2,26 -21,0
 318 7,9 42,14 4Φ12+ΟΦΟ 4,52 41,2

Κ 2 -58,68 ΟΦΟ+ΟΦΟ 4,52 -41,6 85,0 Φ6/20 225,8 32,4
 22,30 ΟΦΟ 9,05 81,1

Κ 2 -58,68 ΟΦΟ+ΟΦΟ 4,52 -41,6 75,6 Φ6/20 225,8 32,4
 20,01 ΟΦΟ 9,05 81,1

Δ 2 20/50 21,2 -19,80 2Φ12 2,26 -21,0

353	7,8	26,12	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2							
K 3		-61,53	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	77,3	Φ6/20	225,8	32,4			
18,95		ΟΦΟ	9,05	81,1								
K 3		-61,53	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	85,2	Φ6/20	225,8	32,4			
24,35		ΟΦΟ	9,05	81,1								
Δ 3	20/50	21,3	-20,26	2Φ12	2,26	-21,0						
326	7,8	41,27	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2							
K 4		-56,46	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	75,6	Φ6/20	225,8	32,4			
44,44		ΟΦΟ	4,52	41,2								
Δοκ, Διαστ, q	M/K	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,		MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ	VrΔ3			
cM	KN/M	KNM	cM ²	KNM		KN	KN	2				
K 4		-37,73	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	47,6	Φ6/20	225,8	32,0			
26,40		ΟΦΟ	4,52	41,2								
Δ 4	20/50	15,2	-15,73	2Φ12	2,26	-20,9						
330	1,8	25,15	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2							
K 8		-33,09	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	49,1	Φ6/20	225,8	32,0			
18,02		ΟΦΟ	9,05	81,1								
K 8		-33,09	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	50,2	Φ6/20	225,8	32,0			
20,48		ΟΦΟ	9,05	81,1								
Δ 5	20/50	15,1	-17,69	2Φ12	2,26	-20,9						
255	1,8	21,19	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2							
K 9		-20,86	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	47,6	Φ6/20	225,8	32,0			
27,16		ΟΦΟ	9,05	81,1								
K 9		-20,86	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	33,1	Φ6/20	225,8	32,0			
13,01		ΟΦΟ	9,05	81,1								
Δ 6	20/50	11,1	-12,44	2Φ12	2,26	-20,8						
274	0,0	16,63	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2							
K11		-25,39	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	31,6	Φ6/20	225,8	32,0			
20,34		ΟΦΟ	4,52	41,2								
Δοκ, Διαστ, q	M/K	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,		MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ	VrΔ3			
cM	KN/M	KNM	cM ²	KNM	K	KN	KN	2				
K 1		-33,17	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	44,2	Φ6/20	225,8	32,0			
28,52		ΟΦΟ	4,52	41,2								
Δ 7	20/50	15,5	-12,84	2Φ12	2,26	-20,9						
335	1,9	26,39	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2							
K 5		-38,02	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	52,6	Φ6/20	225,8	32,0			
9,43		ΟΦΟ	9,05	81,1								
K 5		-38,02	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	48,8	Φ6/20	225,8	32,0			
4,57		ΟΦΟ	9,05	81,1								
Δ 8	20/50	15,5	-7,85	2Φ12	2,26	-20,9						
383	1,9	22,48	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2							
K14		-30,89	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	43,3	Φ6/20	225,8	32,0			
16,5		ΟΦΟ	4,52	41,2								
O												

Δοκ,	Διαστ,	q _{M/K}	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,		MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ ₂	VrΔ ₃
cM	KN/M	KNM		cM ²	KNM	KN	KN	KN		
K14		-46,76	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	52,9	Φ6/20	225,8	32,4	
37,56	ΟΦΟ	4,52	41,2							
Δ 9	20/50	13,5	-22,22	2Φ12	2,26	-20,9				
301	1,1	27,57	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2					
K13		-48,26	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	55,1	Φ6/20	225,8	32,4	
33,72	ΟΦΟ	9,05	81,1							
K13		-48,26	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	49,5	Φ6/20	225,8	32,4	
19,41	ΟΦΟ	9,05	81,1							
Δ10	20/50	13,6	-14,88	2Φ12	2,26	-20,9				
427	1,2	23,47	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2					
K12		-48,65	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	49,3	Φ6/20	225,8	32,4	
20,01	ΟΦΟ	9,05	81,1							
K12		-48,65	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-41,6	69,1	Φ6/20	225,8	32,4	
31,06	ΟΦΟ	9,05	81,1							
Δ11	20/50	16,8	-24,32	2Φ12	2,26	-20,9				
274	4,4	47,06	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2					
K11		-50,67	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	39,1	Φ6/20	225,8	32,4	
44,4	ΟΦΟ	4,52	41,2							

Ο

Δοκ,	Διαστ,	q _{M/K}	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,		MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ ₂	VrΔ ₃
VrΔ ₃	cM	KN	KN/M	KNM	cM ²		KNM	KN		
K 2		-43,39	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-25,1	62,8	Φ6/20	271,9	37,8	
41,65	ΟΦΟ	4,52	49,8							
Δ13	20/60	18,6	-26,10	2Φ12	2,26	-25,3				
336	6,6	36,58	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	49,8					
K 6		-68,48	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-50,2	79,6	Φ6/20	271,9	37,8	
16,38	ΟΦΟ	9,05	98,4							
K 6		-68,48	ΟΦΟ+ΟΦΟ	4,52	-50,2	82,4	Φ6/20	271,9	37,8	
12,94	ΟΦΟ	9,05	98,4							
Δ14	20/60	18,6	-18,12	2Φ12	2,26	-25,3				
403	6,6	45,61	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	49,8					
K13		-53,08	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-25,1	68,2	Φ6/20	271,9	37,8	
42,04	ΟΦΟ	4,52	49,8							

Δοκ,	Διαστ,	q _{M/K}	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,		MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ ₂	VrΔ ₃
VrΔ ₃	cM	KN	KN/M	KNM	cM ²		KNM	KN		
K10		-60,63	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	82,5	Φ6/20	225,8	32,4	
53,99	ΟΦΟ	4,52	41,2							
Δ15	20/50	19,0	-28,93	2Φ12	2,26	-21,0				
267	5,5	55,52	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2					
K 9		-56,64	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	51,9	Φ6/20	225,8	32,4	
52,11	ΟΦΟ	4,52	41,2							

Δοκ,	Διαστ,	q _{M/K}	MsΔ	Υπάρχων Οπλ,		MrΔ	VsΔ	Υπ,Συνδ,	VrΔ ₂	VrΔ ₃
cM	KN/M	KNM		cM ²	KNM	KN	KN	KN		

K10	-30,51	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	64,1	Φ6/20	225,8	32,0
15,89	ΟΦΟ	4,52	41,2					
Δ17	20/50	19,2	-16,89	2Φ12	2,26	-20,9		
218	3,4	30,04	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2			
K12	-32,94	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	51,6	Φ6/20	225,8	32,0
38,46	ΟΦΟ	4,52	41,2					

Δοκ, Διαστ, q M/K MsΔ Υπάρχων Οπλ, MrΔ VsΔ Υπ,Συνδ, VrΔ2
 VrΔ3 cM KN/M KNM cM² KNM KN
 KN KN

K 7	-42,59	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	60,2	Φ6/20	225,8	32,0
13,92	ΟΦΟ	4,52	41,2					
Δ18	20/50	17,8	-21,10	2Φ12	2,26	-20,9		
252	6,5	18,23	4Φ12+ΟΦΟ	4,52	41,2			
K10	-31,12	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-20,8	52,4	Φ6/20	225,8	32,0
19,97	ΟΦΟ	4,52	41,2					

Δοκ, Διαστ, q M/K MsΔ Υπάρχων Οπλ, MrΔ VsΔ Υπ,Συνδ, VrΔ VrΔ3
 cM KN/M KNM cM² KNM KN KN KN 2

K 3	-42,06	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-23,0	60,8	Φ6/20	248,8	34,7
40,69	ΟΦΟ	10,18	96,1					
Δ19	20/55	18,1	-16,16	2Φ12	2,26	-23,1		
331	6,5	37,83	4Φ18+ΟΦΟ	10,18	96,1			
K 7	-53,61	ΟΦΟ+ΟΦΟ	2,26	-23,0	73,0	Φ6/20	248,8	34,7
13,87	ΟΦΟ	10,18	96,1					

Διαστασιολόγηση δοκών ΣΤΑΘΜΗ: 4

ΤΟ ΥΛΙΚΟ: C25/30 B50OC συνδ, B50OC

ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ: πάνω Δ1 = 0,040M, κάτω Δ2 = 0,040M

Συνεχόμενη Δοκός 1

K-7 Ελεύθερο Ακρο Προβόλου

Δ1 Πρόβολος 25/60 L=0,39 qM=6,2 qK=1,3 b=0,00

Δπλ=0,00 Vsa=-37 Vsb=-41 Ve=5 VrΔ1=55 VrΔ2=604

VwL=OTsΔ=15,4

άκρο A: Vo=23 ΔVcΔ=14 ζ=0,26 VsΔ=33 Vζ=0 Vw=184 VrΔ3=200,239

άκρο B: Vo=26 ΔVcΔ=14 ζ=0,30 VsΔ=35 Vζ=0 Vw=184 VrΔ3=200,239

TrΔ1=50 TrΔ2=14 TrΔ3=16

(TsΔ/TrΔ1)²+(VsΔ/VrΔ2)²=0,099<1 π2Φ12 κ2+ΟΦ12 λΟΦΟ

2Φ14 Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι

-Δ1: L=0,39 f1=2,5,1,3 f0=0,0,0,0 Tχ=0,0 qΔ=3,8 -> qM=6,2 qK=1,3

βέλος κάμψης: w_ελαστ,βραχ, = -0,05 MM, w_ελαστ,μακροχ, = -0,04

MM K 2 25/60

MsΔ=-27,+0 As,req= 4,42,2,21 As,tot=5,09,4,52 MrΔ=-118,+105

ρ=3,39 ρ'=3,02 ρ'/ρ=0,89 ρMin=2,95 ρMax=16,10

π2Φ18 κΟΦΟ λΟΦΟ

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ.ΜΗΧ., Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

$\Delta 2$ 25/60 L=2,55 qM=6,2 qK=1,3 b=0,25 $\Delta\pi\lambda=0,00$
 $M_s\Delta=-16,+9$ $A_{s,req}=1,11,4,42$ $A_{s,tot}=2,26,4,52$ $M_r\Delta=-53,+105$ $L_{bnet}=0,34$ $L_{bMin}=0,14$
 $\rho'=1,51$ $\rho=3,02$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $V_{sa}=18$ $V_{sb}=-9$ $V_e=13$ $V_{r\Delta 1}=55$ $V_{r\Delta 2}=604$ $V_{wL}=0$ $T_s\Delta=0,4$
 άκρο A: $V_o=11$ $\Delta V_{c\Delta}=38$ $\zeta=-0,54$ $V_{s\Delta}=45$ $V_{\zeta}=276$ $V_w=184$
 Vr $\Delta 3=200,239$ AKPO B: $V_o=6$ $\Delta V_{c\Delta}=38$ $\zeta=-0,74$ $V_{s\Delta}=39$ $V_{\zeta}=238$
 $V_w=184$ Vr $\Delta 3=200,239$
 $\pi 2\Phi 12$ $\kappa 2+2\Phi 12$ λΟΦΟ 2Φ12 Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι
 -Δ2: L=2,55 f1=2,5,1,3 fO=0,0,0,0 Tχ=0,0 qΔ=3,8 -> qM=6,2 qK=1,3
 βέλος κάμψης: w_ελαστ,βραχ, = -0,03 MM, w_ελαστ,μακροχ, = -0,02
 MM K 3 25/60
 $M_s\Delta=-12,+9$ $A_{s,req}=4,42,2,21$ $A_{s,tot}=5,09,4,52$ $M_r\Delta=-118,+105$
 $\rho=3,39$ $\rho'=3,02$ $\rho'/\rho=0,89$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=16,10$
 $\pi 2\Phi 18$ κΟΦΟ λΟΦΟ
 $\Delta 3$ 25/60 L=2,77 qM=6,2 qK=1,3 b=0,25 $\Delta\pi\lambda=0,00$
 $M_s\Delta=-7,+14$ $A_{s,req}=1,11,4,42$ $A_{s,tot}=2,26,4,52$ $M_r\Delta=-53,+105$ $L_{bnet}=0,34$ $L_{bMin}=0,14$
 $\rho'=1,51$ $\rho=3,02$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $V_{sa}=16$ $V_{sb}=-13$ $V_e=10$ $V_{r\Delta 1}=55$ $V_{r\Delta 2}=604$ $V_{wL}=0$ $T_s\Delta=1,2$
 άκρο A: $V_o=10$ $\Delta V_{c\Delta}=29$ $\zeta=-0,48$ $V_{s\Delta}=35$ $V_{\zeta}=0$ $V_w=184$
 Vr $\Delta 3=200,239$ AKPO B: $V_o=8$ $\Delta V_{c\Delta}=29$ $\zeta=-0,57$ $V_{s\Delta}=33$ $V_{\zeta}=271$
 $V_w=184$ Vr $\Delta 3=200,239$
 Tr $\Delta 1=50$ Tr $\Delta 2=14$ Tr $\Delta 3=12$
 $(T_s\Delta/Tr\Delta 1)^2+(V_{s\Delta}/V_{r\Delta 2})^2=0,001<1$ $\pi 2\Phi 12$ $\kappa 2+2\Phi 12$ λΟΦΟ
 2Φ12 Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι
 -Δ3: L=2,77 f1=2,5,1,3 fO=0,0,0,0 Tχ=0,0 qΔ=3,8 -> qM=6,2 qK=1,3
 βέλος κάμψης: w_ελαστ,βραχ, = 0,05 MM, w_ελαστ,μακροχ, = 0,04
 MM K 4 25/60
 $M_s\Delta=-16,+16$ $A_{s,req}=4,42,2,21$ $A_{s,tot}=4,52,2,26$ $M_r\Delta=-105,+53$
 $\rho=3,02$ $\rho'=1,51$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $\pi 4\Phi 12$ κΟΦΟ λΟΦΟ

Συνεχόμενη Δοκός 2

K-8 Ελεύθερο Ακρο Προβόλου

$\Delta 6$ Πρόβολος 25/60 L=0,85 qM=6,9 qK=1,6 b=0,00
 $\Delta\pi\lambda=0,00$ $V_{sa}=-24$ $V_{sb}=-35$ $V_e=3$ $V_{r\Delta 1}=55$ $V_{r\Delta 2}=604$
 $V_{wL}=0$ $T_s\Delta=10,3$
 άκρο A: $V_o=16$ $\Delta V_{c\Delta}=9$ $\zeta=0,29$ $V_{s\Delta}=20$ $V_{\zeta}=0$ $V_w=184$
 Vr $\Delta 3=200,239$ AKPO B: $V_o=22$ $\Delta V_{c\Delta}=9$ $\zeta=0,43$ $V_{s\Delta}=27$ $V_{\zeta}=0$
 $V_w=184$ Vr $\Delta 3=200,239$
 Tr $\Delta 1=50$ Tr $\Delta 2=14$ Tr $\Delta 3=12$
 $(T_s\Delta/Tr\Delta 1)^2+(V_{s\Delta}/V_{r\Delta 2})^2=0,045<1$ $\pi 2\Phi 12$ $\kappa 2+0\Phi 12$ λΟΦΟ
 2Φ12 Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι
 -Δ6: L=0,85 f1=3,2,1,6 fO=0,0,0,0 Tχ=0,0 qΔ=3,8 -> qM=6,9 qK=1,6
 βέλος κάμψης: w_ελαστ,βραχ, = 0,48 MM, w_ελαστ,μακροχ, = 0,41
 MM K 1 25/60
 $M_s\Delta=-47,+0$ $A_{s,req}=4,42,2,21$ $A_{s,tot}=5,09,4,52$ $M_r\Delta=-118,+105$

$\rho=3,39$ $\rho'=3,02$ $\rho'/\rho=0,89$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=16,10$
 $\pi 2\Phi 18$ κΟΦΟ λΟΦΟ
 $\Delta 7$ 25/60 $L=6,89$ $q_M=6,9$ $q_K=1,6$ $b=0,25$ $\Delta\pi\lambda=0,00$
 $M_s\Delta=-1,+47$ $A_{s,req}=1,11,4,42$ $A_{s,tot}=2,26,4,52$ $M_r\Delta=-53,+105$ $L_{bnet}=0,34$ $L_{bMin}=0,14$
 $\rho'=1,51$ $\rho=3,02$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $V_{sa}=45$ $V_{sb}=-37$ $V_e=5$ $V_r\Delta 1=55$ $V_r\Delta 2=604$ $V_wL=0$ $T_s\Delta=1,1$
 άκρο A: $V_o=28$ $\Delta V_c\Delta=14$ $\zeta=0,35$ $V_s\Delta=38$ $V_\zeta=0$ $V_w=184$
 $V_r\Delta 3=200,239$ ΑΚΡΟ Β: $V_o=23$ $\Delta V_c\Delta=14$ $\zeta=0,26$ $V_s\Delta=32$ $V_\zeta=0$
 $V_w=184$ $V_r\Delta 3=200,239$
 $Tr\Delta 1=50$ $Tr\Delta 2=14$ $Tr\Delta 3=12$
 $(T_s\Delta/Tr\Delta 1)^2+(V_s\Delta/V_r\Delta 2)^2=0,004<1$ $\pi 2\Phi 12$ κ2+2Φ12 λΟΦΟ
 $2\Phi 12$ Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι
 -Δ7: $L=6,89$ $f_1=3,2,1,6$ $f_0=0,0,0,0$ $T_\chi=0,0$ $q_\Delta=3,8$ -> $q_M=6,9$ $q_K=1,6$
 βέλος κάμψης: $w_{\text{ελαστ,βραχ}} = 2,25$ MM, $w_{\text{ελαστ,μακροχ}} = 1,94$ MM
 $K 7$ 25/60
 $M_s\Delta=-11,+6$ $A_{s,req}=4,42,2,21$ $A_{s,tot}=4,52,2,26$ $M_r\Delta=-105,+53$
 $\rho=3,02$ $\rho'=1,51$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $\pi 4\Phi 12$ κΟΦΟ λΟΦΟ

Συνεχόμενη Δοκός 3

$K 8$ 25/60
 $M_s\Delta=-9,+3$ $A_{s,req}=4,42,2,21$ $A_{s,tot}=4,52,2,26$ $M_r\Delta=-105,+53$
 $\rho=3,02$ $\rho'=1,51$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $\pi 4\Phi 12$ κΟΦΟ λΟΦΟ
 $\Delta 8$ 25/60 $L=4,66$ $q_M=6,0$ $q_K=1,2$ $b=0,25$ $\Delta\pi\lambda=0,00$
 $M_s\Delta=-0,+26$ $A_{s,req}=1,11,4,42$ $A_{s,tot}=2,26,4,52$ $M_r\Delta=-53,+105$ $L_{bnet}=0,34$ $L_{bMin}=0,14$
 $\rho'=1,51$ $\rho=3,02$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $V_{sa}=24$ $V_{sb}=-22$ $V_e=3$ $V_r\Delta 1=55$ $V_r\Delta 2=604$ $V_wL=0$ $T_s\Delta=0,4$
 άκρο A: $V_o=16$ $\Delta V_c\Delta=9$ $\zeta=0,29$ $V_s\Delta=21$ $V_\zeta=0$ $V_w=184$
 $V_r\Delta 3=200,239$ ΑΚΡΟ Β: $V_o=14$ $\Delta V_c\Delta=9$ $\zeta=0,23$ $V_s\Delta=19$ $V_\zeta=0$
 $V_w=184$ $V_r\Delta 3=200,239$
 $\pi 2\Phi 12$ κ2+2Φ12 λΟΦΟ $2\Phi 12$ Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι
 -Δ8: $L=4,66$ $f_1=2,3,1,2$ $f_0=0,0,0,0$ $T_\chi=0,0$ $q_\Delta=3,8$ -> $q_M=6,0$ $q_K=1,2$
 βέλος κάμψης: $w_{\text{ελαστ,βραχ}} = 0,58$ MM, $w_{\text{ελαστ,μακροχ}} = 0,51$ MM
 $K 9$ 25/60
 $M_s\Delta=-5,+9$ $A_{s,req}=4,42,2,21$ $A_{s,tot}=4,52,2,26$ $M_r\Delta=-105,+53$
 $\rho=3,02$ $\rho'=1,51$ $\rho'/\rho=0,50$ $\rho_{Min}=2,95$ $\rho_{Max}=13,96$
 $\pi 4\Phi 12$ κΟΦΟ λΟΦΟ

Συνεχόμενη Δοκός 4

$K-9$ Ελεύθερο Ακρο Προβόλου
 $\Delta 9$ Πρόβολος 25/60 $L=0,69$ $q_M=12,8$ $q_K=1,6$ $b=0,00$
 $\Delta\pi\lambda=0,00$ $V_{sa}=-22$ $V_{sb}=-35$ $V_e=3$ $V_r\Delta 1=55$ $V_r\Delta 2=604$
 $V_wL=0$ $T_s\Delta=7,2$
 άκρο A: $V_o=14$ $\Delta V_c\Delta=9$ $\zeta=0,23$ $V_s\Delta=14$ $V_\zeta=0$ $V_w=184$
 $V_r\Delta 3=200,239$ ΑΚΡΟ Β: $V_o=23$ $\Delta V_c\Delta=9$ $\zeta=0,45$ $V_s\Delta=23$ $V_\zeta=0$
 $V_w=184$ $V_r\Delta 3=200,239$
 $Tr\Delta 1=50$ $Tr\Delta 2=14$ $Tr\Delta 3=12$
 $(T_s\Delta/Tr\Delta 1)^2+(V_s\Delta/V_r\Delta 2)^2=0,024<1$ $\pi 2\Phi 12$ κ2+ΟΦ12 Λοφο
 $2\Phi 12$ Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι

-Δ9: L=0,69 f1=3,1,1,6 f0=0,0,0,0 Tχ=6,0 qΔ=3,8 -> qM=12,8 qK=1,6
βέλος κάμψης: w_ελαστ,βραχ, = -0,06 MM, w_ελαστ,μακροχ, = -0,06
MM K 6 25/60

MsΔ=-31,+0 As,req= 4,42,2,21 As,tot=5,09,4,52 MrΔ=-118,+105
ρ=3,39 ρ'=3,02 ρ'/ρ=0,89 ρMin=2,95 ρMax=16,10

π2Φ18 κΟΦΟ λΟΦΟ

Δ4 25/60 L=4,22 qM=6,9 qK=1,6 b=0,25 Δπλ=0,00

MsΔ=-12,+12 As,req=1,11,4,42 As,tot=2,26,4,52 MrΔ=-53,+105 Lbnet=0,34 LbMin=0,14
ρ'=1,51 ρ=3,02 ρ'/ρ=0,50 ρMin=2,95 ρMax=13,96

Vsa=27 Vsb=-22 Ve=8 VrΔ1=55 VrΔ2=604 VwL=0 TsΔ=0,5

ΑΚΡΟ Α: Vo=17 ΔVcΔ=24 ζ=-0,17 VsΔ=37 Vζ=0 Vw=184

VrΔ3=200,239 ΑΚΡΟ Β: Vo=14 ΔVcΔ=24 ζ=-0,26 VsΔ=33 Vζ=0

Vw=184 VrΔ3=200,239

π2Φ12 κ2+2Φ12 λΟΦΟ 2Φ12 Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι

-Δ4: L=4,22 f1=3,1,1,6 f0=0,0,0,0 Tχ=0,1 qΔ=3,8 -> qM=6,9 qK=1,6

βέλος κάμψης: w_ελαστ,βραχ, = 0,11 MM, w_ελαστ,μακροχ, = 0,10

MM K 5 25/60

MsΔ=-16,+7 As,req= 4,42,2,21 As,tot=5,09,4,52 MrΔ=-118,+105

ρ=3,39 ρ'=3,02 ρ'/ρ=0,89 ρMin=2,95 ρMax=16,10

π2Φ18 κΟΦΟ λΟΦΟ

Δ5 25/60 L=2,82 qM=6,8 qK=1,6 b=0,25 Δπλ=0,00

MsΔ=-9,+15 As,req=1,11,4,42 As,tot=2,26,4,52 MrΔ=-53,+105 Lbnet=0,34 LbMin=0,14

ρ'=1,51 ρ=3,02 ρ'/ρ=0,50 ρMin=2,95 ρMax=13,96

Vsa=21 Vsb=-12 Ve=11 VrΔ1=55 VrΔ2=604 VwL=0 TsΔ=1,3

άκρο Α: Vo=13 ΔVcΔ=32 ζ=-0,42 VsΔ=41 Vζ=0 Vw=184

VrΔ3=200,239 ΑΚΡΟ Β: Vo=8 ΔVcΔ=32 ζ=-0,62 VsΔ=35 Vζ=261

Vw=184 VrΔ3=200,239

TrΔ1=50 TrΔ2=14 TrΔ3=12

(TsΔ/TrΔ1)²+(VsΔ/VrΔ2)²=0,001<1 π2Φ12 κ2+2Φ12 λΟΦΟ

2Φ12 Φ8/12 Φ8/12 Φ8/12 2/τμητοι

-Δ5: L=2,82 f1=3,1,1,6 f0=0,0,0,0 Tχ=0,0 qΔ=3,8 -> qM=6,8 qK=1,6

βέλος κάμψης: w_ελαστ,βραχ, = 0,03 MM, w_ελαστ,μακροχ, = 0,03

MM K 4 25/60

MsΔ=-17,+19 As,req= 4,42,2,21 As,tot=4,52,2,26 MrΔ=-105,+53

ρ=3,02 ρ'=1,51 ρ'/ρ=0,50 ρMin=2,95 ρMax=13,96

π4Φ12 κΟΦΟ λΟΦΟ

Έλεγχος υποστυλωμάτων ΣΤΑΘΜΗ: 2

Μέθοδος Ελέγχου Υπάρχοντος: Συνολική Αντοχή

ΤΟ ΥΛΙΚΟ: C12/15 S220 συνδ, S220

ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ: Δ = 0,040M

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 1

TΦ N Mχ1 Mχ2 Mψ1 Mψ2 Vχ Vψ Στρέψη

G -120,2 -3,5 1,2 2,8 -1,2 1,4 -1,2 0,0

Q -18,9 -0,4 0,1 0,0 -0,0 0,2 -0,0 0,0

Σχ1 75,8 1,6 3,4 -33,5 55,0 0,5 25,3 -0,1

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ,ΜΗΧ,, Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

Σψ1	42,4	37,7	-66,4	-0,1	-2,9	-29,7	-0,8	0,3
Σχ2	77,5	7,0	-5,9	-30,9	50,9	-3,7	23,4	0,7
Σψ2	40,2	30,9	-54,7	-3,2	2,1	-24,5	1,5	-0,7

Y1 O1 40/50 H=3,50M N=-76 Mχ=-14 Mψ=-31 Vχ=11 Vψ=24 (Kb2)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NΜαχ=139,1KN vΔ=0,10 <=

1,00 Σεισμικοί " NΜαχ=228,7KN vΔ=0,17 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ20 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=14,0□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=71KN Vwψ=18 KN VrΔ2=415 KN VrΔ3=82 KN VsΔ=27

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=66KN Vwχ=23 KN VrΔ2=424 KN VrΔ3=83 KN

VsΔ=31 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=418,6 KNM MrΔψ = 260,4

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=432,7 KN VrΔ3=106,1

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=438,3 KN VrΔ3=117,2 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 2

TΦ N Mχ1 Mχ2 Mψ1 Mψ2 Vχ Vψ Στρέψη

G -198,9 -4,0 1,3 0,6 -0,1 1,5 -0,2 0,0

Q -49,9 -1,6 0,7 0,3 -0,1 0,6 -0,1 0,0

Σχ1 -16,7 1,4 3,8 -73,5 110,4 0,7 52,5 -0,2

Σψ1 85,0 60,7 -87,9 2,3 -6,8 -42,5 -2,6 0,4

Σχ2 -11,2 5,0 -1,5 -67,7 102,3 -1,9 48,6 1,0

Σψ2 78,1 56,2 -81,2 -4,8 3,2 -39,3 2,3 -1,1

Y2 O2 50/50 H=3,50M N=-207 Mχ=-28 Mψ=-113 Vχ=-11 Vψ=-54 (Kb4)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NΜαχ=248,8KN vΔ=0,15 <=

1,00 Σεισμικοί " NΜαχ=338,9KN vΔ=0,20 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ16 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=8,9□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=74KN Vwψ=23 KN VrΔ2=530 KN VrΔ3=90 KN

VsΔ=54 KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=74KN Vwχ=23 KN VrΔ2=530 KN

VrΔ3=90 KN VsΔ=45 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο

σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία =

1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 20Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=544,9 KNM MrΔψ = 539,0

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=547,9 KN VrΔ3=128,9

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=547,9 KN VrΔ3=128,9 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 3

TΦ N Mχ1 Mχ2 Mψ1 Mψ2 Vχ Vψ Στρέψη

G -203,8 -4,3 1,3 -0,4 0,5 1,6 0,3 0,0

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ,ΜΗΧ,, Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

Q	-50,7	-1,7	0,7	-0,2	0,1	0,7	0,1	0,0
Σχ1	17,8	3,2	3,4	-75,7	118,9	0,1	55,6	-0,2
Σψ1	71,2	59,2	-103,9	1,6	-7,1	-46,6	-2,5	0,5
Σχ2	14,5	0,9	6,8	-69,5	110,0	1,7	51,3	1,2
Σψ2	75,2	62,1	-108,1	-6,1	4,0	-48,6	2,9	-1,3

Y3 O3 50/55 H=3,50M N=-258 M_χ=37 M_ψ=122 V_χ=16 V_ψ=57 (Kb2)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: N_{Μαχ}=254,5KN v_Δ=0,14 <= 1,00

Σεισμικοί " N_{Μαχ}=334,1KN v_Δ=0,18 <=

0,65 Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ16 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=7,7□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=78KN V_{wψ}=23 KN V_{rΔ2}=583 KN V_{rΔ3}=94 KN V_{sΔ}=57

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=75KN V_{wχ}=26 KN V_{rΔ2}=588 KN V_{rΔ3}=94 KN

V_{sΔ}=51 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B50OC 2ΟΦ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=652,3 KNM M_{rΔψ} = 612,5

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B50OC Φ6/10 V_{rΔ2}=602,7 KN V_{rΔ3}=134,8

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B50OC Φ6/10 V_{rΔ2}=605,5 KN V_{rΔ3}=139,5 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 4

TΦ N M_{χ1} M_{χ2} M_{ψ1} M_{ψ2} V_χ V_ψ Στρέψη

G -125,4 -4,0 1,5 -2,3 1,2 1,6 1,0 0,0

Q -19,2 -0,4 0,1 0,0 -0,0 0,2 -0,0 0,0

Σχ1 -75,5 1,6 1,6 -33,9 55,1 0,0 25,4 -0,1

Σψ1 57,5 33,1 -60,3 0,8 -3,3 -26,7 -1,2 0,3

Σχ2 -76,0 -2,7 8,8 -30,9 50, 3,3 23,4 0,6

9

Σψ2 58,2 38,5 -69,1 -2,9 1,9 -30,8 1,4 -0,7

Y4 O4 40/50 H=3,50M N=-52 M_χ=-18 M_ψ=-55 V_χ=-6 V_ψ=-25 (Kb4)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: N_{Μαχ}=144,5KN v_Δ=0,11 <=

1,00 Σεισμικοί " N_{Μαχ}=238,0KN v_Δ=0,18 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ20 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=14,0□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=71KN V_{wψ}=18 KN V_{rΔ2}=415 KN V_{rΔ3}=82 KN V_{sΔ}=27

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=66KN V_{wχ}=23 KN V_{rΔ2}=424 KN V_{rΔ3}=83 KN

V_{sΔ}=33 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B50OC 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=416,0 KNM M_{rΔψ} = 306,6

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B50OC Φ6/10 V_{rΔ2}=432,7 KN V_{rΔ3}=106,1

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B50OC Φ6/10 V_{rΔ2}=438,3 KN V_{rΔ3}=117,2 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 5

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ	Στρέψη
G	-143,2	-1,0	-0,2	0,1	0,1	0,2	-0,0	0,0
Q	-15,5	-0,1	-0,1	-0,0	0,0	-0,0	0,0	0,0
Σ _{χ1}	3,4	3,2	3,9	-6,4	45,1	0,2	14,7	-0,1
Σ _{ψ1}	-	63,3	-94,1	-6,7	1,0	-45,0	2,2	0,3
	16,0							
Σ _{χ2}	1,1	11,7	-8,5	-7,2	45,3	-5,8	15,0	0,8
Σ _{ψ2}	-13,1	52,8	-78,7	-5,6	0,7	-37,6	1,8	-0,8

Υ5 Ο5 40/55 H=3,50M N=-162 M_χ=27 M_ψ=-9 V_χ=-17 V_ψ=16 (Kb9)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: N_{Μαχ}=158,7KN v_Δ=0,11 <=

1,00 Σεισμικοί " N_{Μαχ}=175,7KN v_Δ=0,12 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ18 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=9,7□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=70KN V_{wψ}=18 KN V_{rΔ2}=456 KN V_{rΔ3}=82 KN

V_{sΔ}=16 KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=64KN V_{wχ}=26 KN V_{rΔ2}=470 KN

V_{rΔ3}=83 KN V_{sΔ}=45 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο

σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία =

1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=497,7 KNM M_{rΔψ} = 267,3

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=476,0 KN V_{rΔ3}=111,1

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=484,4 KN V_{rΔ3}=127,1 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 6

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ	Στρέψη
G	-239,3	-1,9	0,1	1,0	-0,2	0,6	-0,3	0,0
Q	-65,7	-0,7	0,2	0,2	-0,1	0,3	-0,1	0,0
Σ _{χ1}	-1,4	1,9	5,0	-16,2	89,4	0,9	30,2	-0,2
Σ _{ψ1}	-21,1	95,2	-123,2	-6,5	-1,3	-62,4	1,5	0,5
Σ _{χ2}	-3,8	7,0	-1,7	-16,7	89,2	-2,5	30,2	1,3
Σ _{ψ2}	-18,2	88,9	-115,0	-5,9	-1,0	-58,2	1,4	-1,3

Υ6 Ο6 50/55 H=3,50M N=-284 M_χ=125 M_ψ=28 V_χ=63 V_ψ=7 (Kb8)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: N_{Μαχ}=305,0KN v_Δ=0,16 <=

1,00 Σεισμικοί " N_{Μαχ}=326,6KN v_Δ=0,17 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ20 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=12,0□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=87KN V_{wψ}=23 KN V_{rΔ2}=583 KN V_{rΔ3}=102 KN

V_{sΔ}=31 KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=84KN V_{wχ}=26 KN V_{rΔ2}=588 KN

V_{rΔ3}=101 KN V_{sΔ}=63 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο

σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία =

1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 20Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=666,1 KNM M_{rΔψ} = 624,6

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=602,7 KN VrΔ3=134,8 KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=605,5 KN VrΔ3=139,5 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 7

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-155,1	1,9	-1,4	-0,1	1,0	-0,9	0,3	0,0
Q	-41,9	0,6	-0,4	-0,1	0,2	-0,3	0,1	0,0
Σχ1	3,5	4,0	1,0	-35,1	254,1	-0,9	82,6	-0,2
Σψ1	-3,0	63,5	-77,7	-10,0	-8,6	-40,3	0,4	0,5
Σχ2	3,1	1,0	4,6	-34,7	252,2	1,0	82,0	1,4
Σψ2	-2,5	67,3	-82,1	-10,4	-6,3	-42,7	1,2	-1,5

Υ7 Ο7 80/40 H=3,50M N=-193 Mχ=23 Mψ=258 Vχ=10 Vψ=83 (Kb2)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NΜαχ=197,0KN vΔ=0,09 <=

1,00 Σεισμικοί " NΜαχ=201,4KN vΔ=0,09 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + 2Φ14 ρ_υπάρχων=7,7□

Υπάρχων Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=83KN Vwψ=38 KN VrΔ2=700 KN VrΔ3=112 KN

VsΔ=83 KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=97KN Vwχ=18 KN VrΔ2=664 KN

VrΔ3=106 KN VsΔ=44 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο

σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία =

1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 20Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=534,1 KNM MrΔψ = 1004,0

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=714,8 KN VrΔ3=182,2

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=692,4 KN VrΔ3=136,4 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 8

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-153,2	1,4	-1,0	-0,7	0,5	-0,7	0,3	0,0
Q	-19,5	0,1	-0,1	-0,2	0,1	-0,1	0,1	0,0
Σχ1	-14,7	1,4	1,4	-7,7	29,4	0,0	10,6	-0,1
Σψ1	27,1	50,8	-63,2	-2,9	-0,0	-32,6	0,8	0,2
Σχ2	-16,1	-5,1	9,3	-7,4	29,0	4,1	10,4	0,5
Σψ2	28,9	58,8	-72,9	-3,3	0,5	-37,6	1,1	-0,5

Υ8 Ο8 35/50 H=3,50M N=-139 Mχ=-77 Mψ=-8 Vχ=-40 Vψ=-2 (Kb14)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NΜαχ=172,7KN vΔ=0,15 <=

1,00 Σεισμικοί " NΜαχ=206,4KN vΔ=0,17 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + 0Φ0

ρ_υπάρχων=8,2□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=55KN Vwψ=16 KN VrΔ2=357 KN VrΔ3=66 KN VsΔ=11

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=50KN Vwχ=23 KN VrΔ2=371 KN VrΔ3=69 KN

VsΔ=40 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=406,0 KNM MrΔψ = 237,4

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ,ΜΗΧ,, Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=375,1 KN VrΔ3=93,8 KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=383,5 KN VrΔ3=111,3 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 9

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-157,7	0,1	-0,4	-2,3	1,2	-0,1	1,0	0,0
Q	-21,7	0,2	-0,1	-0,8	0,4	-0,1	0,3	0,0
Σχ1	-109,2	-1,2	2,6	-35,1	42,7	1,1	22,2	-0,1
Σψ1	-12,5	44,5	-60,0	0,1	-1,0	-29,9	-0,3	0,2
Σχ2	-110,5	-7,1	10,5	-36,6	44,5	5,0	23,2	0,5
Σψ2	-10,9	51,9	-69,8	1,9	-3,3	-34,8	-1,5	-0,5

Y9 O9 35/50 H=3,50M N=-72 Mχ=-32 Mψ=-44 Vχ=-16 Vψ=-22 (Kb12)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=179,3KN vΔ=0,15 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=293,1KN vΔ=0,25 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=8,2□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=55KN Vwψ=16 KN VrΔ2=357 KN VrΔ3=66 KN VsΔ=25

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=50KN Vwχ=23 KN VrΔ2=371 KN VrΔ3=69 KN

VsΔ=36 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=399,3 KNM MrΔψ = 238,0

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=375,1 KN VrΔ3=93,8

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=383,5 KN VrΔ3=111,3 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 10

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-170,4	-1,2	0,1	3,5	-1,5	0,4	-1,4	0,0
Q	-37,4	0,3	-0,2	0,8	-0,4	-0,2	-0,3	0,0
Σχ1	89,4	0,2	3,0	-46,4	76,4	0,8	35,1	-0,1
Σψ1	-10,1	63,3	-81,4	-1,4	-1,4	-41,3	-0,0	0,3
Σχ2	92,2	-3,2	7,5	-48,8	79,9	3,1	36,8	0,9
Σψ2	-13,6	67,6	-86,9	1,6	-5,8	-44,2	-2,1	-0,9

Y10 O10 45/50 H=3,50M N=-112 Mχ=33 Mψ=80 Vχ=17 Vψ=36 (Kb10)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=207,9KN vΔ=0,14 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=304,1KN vΔ=0,20 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ16 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=10,7□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=72KN Vwψ=21 KN VrΔ2=472 KN VrΔ3=85 KN VsΔ=39

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=69KN Vwχ=23 KN VrΔ2=477 KN VrΔ3=86 KN

VsΔ=45 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 20Φ20

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ,ΜΗΧ,, Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: $M_{r\Delta\chi}=529,7$ ΚΝΜ $M_{r\Delta\psi} = 466,6$ ΚΝΜ
 Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:
 διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=490,3$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=117,8$ ΚΝ
 " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=493,1$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=123,1$ ΚΝ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 11

ΤΦ	N	M χ 1	M χ 2	M ψ 1	M ψ 2	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-112,6	2,4	-1,4	-2,8	1,5	-1,1	1,2	0,0
Q	-15,3	0,1	-0,1	-0,8	0,4	-0,1	0,3	0,0
Σ χ 1	-90,5	4,5	-1,0	-30,8	45,2	-1,6	21,7	-0,1
Σ ψ 1	-51,1	19,5	-32,2	-3,1	0,9	-14,8	1,2	0,2
Σ χ 2	-91,6	2,2	3,2	-33,8	49,6	0,3	23,8	0,4
Σ ψ 2	-49,7	22,4	-37,4	0,6	-4,6	-17,1	-1,5	-0,5

Y11 O11 40/40 H=3,50M N=-21 M χ =7 M ψ =-46 V χ =4 V ψ =-22 (Kb11)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=127,9KN $v\Delta=0,12 \leq$

1,00 Σεισμικοί " NMax=234,4KN $v\Delta=0,22 \leq 0,65$

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4 χ 1Φ20 + ΟΦΟ

ρ υπάρχων=14,0% Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ - χ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=57$ KN $V_{w\psi}=18$ ΚΝ $V_{r\Delta 2}=332$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=69$ ΚΝ $V_{s\Delta}=26$

ΚΝ ψ - ψ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=57$ KN $V_{w\chi}=18$ ΚΝ $V_{r\Delta 2}=332$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=69$ ΚΝ

$V_{s\Delta}=18$ ΚΝ Η διατομή θα ενισχυθει με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 1ΟΦ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: $M_{r\Delta\chi}=229,2$ ΚΝΜ $M_{r\Delta\psi} = 229,2$

ΚΝΜ Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=346,2$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=95,9$

ΚΝ " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=346,2$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=95,9$ ΚΝ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 12

ΤΦ	N	M χ 1	M χ 2	M ψ 1	M ψ 2	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-189,7	0,6	-0,5	-2,3	1,3	-0,3	1,0	0,0
Q	-29,3	0,2	-0,1	0,2	-0,1	-0,1	-0,1	0,0
Σ χ 1	61,4	3,2	-0,5	-45,4	59,6	-1,0	30,0	-0,1
Σ ψ 1	-65,7	24,3	-29,4	-2,5	0,3	-15,3	0,8	0,2
Σ χ 2	68,1	2,0	1,1	-49,6	64,9	-0,3	32,7	0,4
Σ ψ 2	-74,0	25,7	-31,4	2,7	-6,3	-16,3	-2,5	-0,4

Y12 O12 45/35 H=3,50M N=-129 M χ =10 M ψ =68 V χ =4 V ψ =34 (Kb10)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=219,0KN $v\Delta=0,20 \leq$

1,00 Σεισμικοί " NMax=313,4KN $v\Delta=0,29 \leq 0,65$

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4 χ 1Φ14 + ΟΦΟ

ρ υπάρχων=9,9% Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ - χ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=49$ KN $V_{w\psi}=21$ ΚΝ $V_{r\Delta 2}=331$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=65$ ΚΝ $V_{s\Delta}=34$

ΚΝ ψ - ψ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=52$ KN $V_{w\chi}=16$ ΚΝ $V_{r\Delta 2}=321$ ΚΝ $V_{r\Delta 3}=63$ ΚΝ

$V_{s\Delta}=17$ KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20
 Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: $M_{r\Delta\chi}=232,0$ KNM $M_{r\Delta\psi} = 352,7$ KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:
 διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=343,2$ KN $V_{r\Delta 3}=101,3$ KN " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=337,6$ KN $V_{r\Delta 3}=89,2$ KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 13

ΤΦ	N	M χ 1	M χ 2	M ψ 1	M ψ 2	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-230,3	4,9	-2,7	3,0	-1,2	-2,2	-1,2	0,0
Q	-38,1	2,1	-1,1	0,3	-0,1	-0,9	-0,1	0,0
Σ χ 1	-17,4	2,5	1,0	-62,2	88,7	-0,4	43,1	-0,1
Σ ψ 1	-60,5	40,4	-49,8	-1,7	-0,9	-25,8	0,2	0,3
Σ χ 2	-21,1	4,6	-1,4	-67,4	95,6	-1,7	46,6	0,7
Σ ψ 2	-56,0	37,8	-46,8	4,8	-9,4	-24,2	-4,1	-0,7

Y13 O13 50/40 H=3,50M N=-331 M χ =46 M ψ =-12 V χ =-28 V ψ =9 (Kb13)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=268,4KN $v_{\Delta}=0,20 \leq$

1,00 Σεισμικοί " NMax=334,2KN $v_{\Delta}=0,25 \leq 0,65$

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4 χ 1Φ16 + 0Φ0

ρ _υπάρχων=8,9% Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ - χ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=59$ KN $V_{w\psi}=23$ KN $V_{r\Delta 2}=424$ KN $V_{r\Delta 3}=76$ KN $V_{s\Delta}=49$

KN ψ - ψ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=63$ KN $V_{w\chi}=18$ KN $V_{r\Delta 2}=415$ KN $V_{r\Delta 3}=75$ KN

$V_{s\Delta}=29$ KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: $M_{r\Delta\chi}=295,5$ KNM $M_{r\Delta\psi} = 434,8$

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=438,3$ KN $V_{r\Delta 3}=117,2$

KN " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=432,7$ KN $V_{r\Delta 3}=106,1$ KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 14

ΤΦ	N	M χ 1	M χ 2	M ψ 1	M ψ 2	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-112,0	4,2	-2,3	2,0	-0,9	-1,9	-0,8	0,0
Q	-10,8	0,6	-0,3	0,3	-0,1	-0,3	-0,1	0,0
Σ χ 1	74,2	2,3	0,9	-30,4	45,1	-0,4	21,6	-0,1
Σ ψ 1	-43,3	25,4	-37,0	-1,5	-0,2	-17,8	0,4	0,2
Σ χ 2	73,7	5,6	-3,6	-33,2	48,6	-2,6	23,4	0,
								4
Σ ψ 2	-42,7	21,2	-31,4	2,0	-4,5	-15,0	-1,9	-
								0,5

Y14 O14 40/40 H=3,50M N=-36 M χ =3 M ψ =49 V χ =-0 V ψ =23 (Kb10)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=122,8KN $v_{\Delta}=0,11 \leq$

1,00 Σεισμικοί " NMax=210,0KN $v_{\Delta}=0,19 \leq 0,65$

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4 χ 1Φ20 + 0Φ0

$\rho_{\text{υπάρχων}}=14,0 \square$ Υπάρχων

Οπλ., Διάτμησης:

χ - χ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=57\text{KN}$ $V_{w\psi}=18\text{KN}$ $V_{r\Delta 2}=332\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=69\text{KN}$ $V_{s\Delta}=25$

KN ψ - ψ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=57\text{KN}$ $V_{w\chi}=18\text{KN}$ $V_{r\Delta 2}=332\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=69\text{KN}$

$V_{s\Delta}=20\text{KN}$ Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 10Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ. διατομής: $M_{r\Delta\chi}=228,8\text{KNM}$ $M_{r\Delta\psi}=161,8$

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ. διατομής:

διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=346,2\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=95,9$

KN " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=346,2\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=95,9\text{KN}$

Έλεγχος υποστυλωμάτων ΣΤΑΘΜΗ: 3

Μέθοδος Ελέγχου Υπάρχοντος: Συνολική Αντοχή

ΤΟ ΥΛΙΚΟ: C12/15 S220 συνδ, S220

ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ: $\Delta = 0,040\text{M}$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 1

ΤΦ	N	M $\chi 1$	M $\chi 2$	M $\psi 1$	M $\psi 2$	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-	-7,5	6,3	9,4	-6,9	4,6	-5,4	0,0
		60,1						
Q	-13,8	-	0,	3,3	-1,6	0,4	-1,6	-
		0,6	7					0,0
Σ $\chi 1$	29,1	-4,7	3,7	-52,5	43,0	2,8	31,9	-0,3
Σ $\psi 1$	14,0	34,5	-22,5	3,3	-2,4	-19,0	-1,9	0,2
Σ $\chi 2$	29,6	-0,4	1,3	-49,9	41,3	0,6	30,4	0,4
Σ $\psi 2$	13,4	29,1	-19,4	0,1	-0,2	-16,2	-0,1	-
								0,6

Y1 O1 40/50 H=3,00M N=-99 M χ =7 M ψ =66 V χ =-4 V ψ =-39 (Ka4)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=73,9KN $v\Delta=0,05 \leq$

1,00 Σεισμικοί " NMax=107,6KN $v\Delta=0,08 \leq 0,65$

Υπάρχων Οπλ., Κάμψης:

4 χ 1Φ20 + ΟΦΟ

$\rho_{\text{υπάρχων}}=14,0 \square$ Υπάρχων

Οπλ., Διάτμησης:

χ - χ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=71\text{KN}$ $V_{w\psi}=18\text{KN}$ $V_{r\Delta 2}=415\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=82\text{KN}$ $V_{s\Delta}=39$

KN ψ - ψ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=66\text{KN}$ $V_{w\chi}=23\text{KN}$ $V_{r\Delta 2}=424\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=83\text{KN}$

$V_{s\Delta}=25\text{KN}$ Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ. διατομής: $M_{r\Delta\chi}=420,8\text{KNM}$ $M_{r\Delta\psi}=263,1$

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ. διατομής:

διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=432,7\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=106,1$

KN " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=438,3\text{KN}$ $V_{r\Delta 3}=117,2\text{KN}$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 2

ΤΦ	N	M $\chi 1$	M $\chi 2$	M $\psi 1$	M $\psi 2$	V χ	V ψ	Στρέψη
----	---	------------	------------	------------	------------	----------	----------	--------

G -107,6 -5,5 4,6 -0,1 -0,1 3,4 -0,0 0,0
 Q -36,7 -2,3 2,0 0,2 -0,3 1,4 -0,2 -0,0
 Σχ1 -9,2 -4,1 3,0 -84,2 68,6 2,4 50,9 -0,3
 Σψ1 28,9 46,6 -36,0 7,7 -6,1 -27,5 -4,6 0,3
 Σχ2 -7,3 -1,6 1,2 -79,6 65,2 0,9 48,2 0,4
 Σψ2 26,6 43,5 -33,7 2,0 -1,9 -25,7 -1,3 -0,6

Y2 O2 45/45 H=3,00M N=-162 M_χ=-26 M_ψ=-86 V_χ=15 V_ψ=52 (Ka2)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=144,3KN vΔ=0,10 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=175,9KN vΔ=0,13 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=9,9□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=63KN V_{wψ}=21 KN V_{rΔ2}=425 KN V_{rΔ3}=78 KN V_{sΔ}=52

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=63KN V_{wχ}=21 KN V_{rΔ2}=425 KN V_{rΔ3}=78 KN

V_{sΔ}=33 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 2ΟΦ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=460,0 KNM M_{rΔψ} = 453,4 KNM

Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=441,3 KN V_{rΔ3}=112,3

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=441,3 KN V_{rΔ3}=112,3 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 3

TΦ N M_{χ1} M_{χ2} M_{ψ1} M_{ψ2} V_χ V_ψ Στρέψη

G -109,9 -6,1 4,9 -0,6 0,7 3,7 0,5 0,0

Q -37,4 -2,6 2,2 -0,1 0,2 1,6 0,1 0,0

Σχ1 7,2 -1,8 0,6 -88,7 70,9 0,8 53,2 -0,4

Σψ1 24,1 45,0 -28,3 8,0 -6,0 -24,4 -4,6 0,3

Σχ2 6,2 -3,1 1,4 -83,8 67,3 1,5 50,3 0,5

Σψ2 25,4 46,6 -29,3 1,8 -1,5 -25,3 -1,1 -0,8

Y3 O3 45/50 H=3,00M N=-147 M_χ=-24 M_ψ=-92 V_χ=13 V_ψ=55 (Ka2)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=147,3KN vΔ=0,10 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=174,6KN vΔ=0,11 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ16 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=10,7□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=72KN V_{wψ}=21 KN V_{rΔ2}=472 KN V_{rΔ3}=85 KN V_{sΔ}=55

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=69KN V_{wχ}=23 KN V_{rΔ2}=477 KN V_{rΔ3}=86 KN

V_{sΔ}=31 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 2ΟΦ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=532,9 KNM M_{rΔψ} = 463,7

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=490,3 KN V_{rΔ3}=117,8

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=493,1 KN V_{rΔ3}=123,1 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 4

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ	Στρέψη
G	-63,1	-10,5	8,0	-9,0	6,4	6,2	5,1	0,0
Q	-14,2	-1,2	0,9	-3,3	1,5	0,7	1,6	0,0
Σ _{χ1}	-29,7	1,8	-1,5	-53,1	43,8	-1,1	32,3	-0,3
Σ _{ψ1}	22,8	32,6	-19,7	4,5	-3,7	-17,4	-2,7	0,2
Σ _{χ2}	-29,8	-1,6	0,4	-50,0	41,4	0,7	30,4	0,4
Σ _{ψ2}	23,0	36,7	-22,1	0,6	-0,7	-19,6	-0,4	0,6

Υ4 Ο4 40/50 H=3,00M N=-114 M_χ=-20 M_ψ=-67 V_χ=11 V_ψ=40 (Ka2)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: N_{Μαχ}=77,3KN v_Δ=0,06 <=

1,00 Σεισμικοί " N_{Μαχ}=114,0KN v_Δ=0,08 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ20 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=14,0□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=71KN V_{wψ}=18 KN V_{rΔ2}=415 KN V_{rΔ3}=82 KN

V_{sΔ}=40 KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=66KN V_{wχ}=23 KN V_{rΔ2}=424 KN

V_{rΔ3}=83 KN V_{sΔ}=27 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο

σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία =

1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=422,4 KNM M_{rΔψ} = 306,6

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=432,7 KN V_{rΔ3}=106,1

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 V_{rΔ2}=438,3 KN V_{rΔ3}=117,2 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 5

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ	Στρέψη
G	-68,2	-1,4	0,9	0,6	-0,3	0,7	-0,3	0,0
Q	-7,9	0,0	0,0	0,1	-0,0	0,0	-0,1	-0,0
Σ _{χ1}	2,2	-2,3	1,7	-1,9	-3,9	1,3	-0,7	-0,2
Σ _{ψ1}	-5,9	49,8	-37,2	-5,7	5,5	-29,0	3,7	0,2
Σ _{χ2}	1,4	3,7	-2,6	-2,6	-3,2	-2,1	-0,2	0,3
Σ _{ψ2}	-4,9	42,3	-31,9	-4,8	4,6	-24,7	3,1	-0,4

Υ5 Ο5 35/50 H=3,00M N=-70 M_χ=-52 M_ψ=6 V_χ=30 V_ψ=-4 (Ka8)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: N_{Μαχ}=76,2KN v_Δ=0,06 <=

1,00 Σεισμικοί " N_{Μαχ}=82,7KN v_Δ=0,07 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ16 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=10,7□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=59KN V_{wψ}=16 KN V_{rΔ2}=357 KN V_{rΔ3}=69 KN V_{sΔ}=4

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 V_{rΔ1}=54KN V_{wχ}=23 KN V_{rΔ2}=371 KN V_{rΔ3}=72 KN

V_{sΔ}=30 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: M_{rΔχ}=402,8 KNM M_{rΔψ} = 205,4

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=375,1 KN VrΔ3=93,8 KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=383,5 KN VrΔ3=111,3 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 6

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-143,6	-3,2	2,2	-1,9	0,5	1,8	0,8	0,0
Q	-38,8	-1,1	0,9	-0,4	0,1	0,7	0,1	-0,0
Σχ1	1,1	-0,7	1,8	10,8	-12,5	0,8	-7,7	-0,4
Σψ1	1,2	67,1	-60,0	-13,1	8,2	-42,4	7,1	0,3
Σχ2	0,2	3,1	-1,4	10,6	-12,2	-1,5	-7,6	0,5
Σψ2	2,2	62,5	-56,0	-12,9	7,8	-39,5	6,9	-0,8

Υ6 Ο6 45/50 H=3,00M N=-183 Mχ=-72 Mψ=14 Vχ=45 Vψ=-8 (Ka8)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=182,4KN vΔ=0,12 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=184,7KN vΔ=0,12 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ16 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=10,7□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=72KN Vwψ=21 KN VrΔ2=472 KN VrΔ3=85 KN VsΔ=11

KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=69KN Vwχ=23 KN VrΔ2=477 KN VrΔ3=86 KN

VsΔ=45 KN Η διατομή θα ενισχυθει με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή = 1,00

Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 2ΟΦ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=536,4 KNM MrΔψ = 471,9

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=490,3 KN VrΔ3=117,8

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 VrΔ2=493,1 KN VrΔ3=123,1 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 7

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-71,7	6,1	-5,2	-1,3	1,3	-3,8	0,9	0,0
Q	-21,5	1,7	-1,4	-0,4	0,3	-1,0	0,3	0,0
Σχ1	3,1	3,8	-4,0	-4,9	-30,7	-2,6	-8,6	-0,6
Σψ1	-0,9	68,2	-62,1	-6,8	3,5	-43,4	3,4	0,5
Σχ2	2,9	1,3	-1,8	-4,6	-30,9	-1,0	-8,8	0,8
Σψ2	-0,7	71,4	-65,0	-7,2	3,8	-45,4	3,7	-1,3

Υ7 Ο7 80/40 H=3,00M N=-93 Mχ=80 Mψ=-10 Vχ=-51 Vψ=2 (Ka13)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=93,2KN vΔ=0,04 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=96,5KN vΔ=0,04 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + 2Φ14 ρ_υπάρχων=7,7□

Υπάρχων Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=83KN Vwψ=38 KN VrΔ2=700 KN VrΔ3=112 KN

VsΔ=11 KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=97KN Vwχ=18 KN VrΔ2=664 KN

VrΔ3=106 KN VsΔ=51 KN Η διατομή θα ενισχυθει με μανδύα από έγχυτο

σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία =

1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 2ΟΦ20

ΠΑΔΑ, Τμήμα ΠΟΛ,ΜΗΧ,, Διπλωματική Εργασία, Καλύβα Μαρία

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: $M_{r\Delta\chi}=522,9$ KNM $M_{r\Delta\psi} = 993,2$
 KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:
 διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=714,8$ KN $V_{r\Delta 3}=182,2$
 KN " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=692,4$ KN $V_{r\Delta 3}=136,4$ KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 8

ΤΦ	N	M χ 1	M χ 2	M ψ 1	M ψ 2	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-94,0	3,2	-2,8	1,6	-0,1	-2,0	-0,6	0,0
Q	-13,8	0,4	-0,3	0,4	-0,1	-0,2	-0,2	0,0
Σ χ 1	-10,2	0,7	-0,8	6,5	-4,5	-0,5	-3,7	-0,2
Σ ψ 1	19,6	37,8	-35,2	-7,4	5,1	-24,3	4,2	0,2
Σ χ 2	-10,5	-4,1	3,2	7,1	-5,1	2,4	-4,1	0,2
Σ ψ 2	19,9	43,6	-40,1	-8,1	5,8	-27,9	4,6	-0,4

Y8 O8 35/45 H=3,00M N=-85 M χ =48 M ψ =-8 V χ =-31 V ψ =5 (Ka14)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=107,8KN $v\Delta=0,10 \leq$

1,00 Σεισμικοί " NMax=130,9KN $v\Delta=0,12 \leq 0,65$

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4 χ 1Φ14 + ΟΦΟ

ρ _υπάρχων=9,9% Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ - χ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=52$ KN $V_{w\psi}=16$ KN $V_{r\Delta 2}=321$ KN $V_{r\Delta 3}=63$ KN $V_{s\Delta}=7$

KN ψ - ψ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=49$ KN $V_{w\chi}=21$ KN $V_{r\Delta 2}=331$ KN $V_{r\Delta 3}=65$ KN

$V_{s\Delta}=31$ KN Η διατομή θα ενισχυθει με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cm

Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή = 1,00

Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: $M_{r\Delta\chi}=349,0$ KNM $M_{r\Delta\psi} = 232,4$

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=337,6$ KN $V_{r\Delta 3}=89,2$

KN " ψ : Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 $V_{r\Delta 2}=343,2$ KN $V_{r\Delta 3}=101,3$ KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 9

ΤΦ	N	M χ 1	M χ 2	M ψ 1	M ψ 2	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-85,8	1,0	-0,9	-3,9	3,8	-0,6	2,6	0,0
Q	-12,3	0,4	-0,3	-1,4	1,3	-0,3	0,9	0,0
Σ χ 1	-43,9	-3,6	2,9	-39,1	39,2	2,2	26,1	-
								0,2
Σ ψ 1	-3,3	32,3	-28,4	2,1	-2,1	-20,2	-1,4	0,2
Σ χ 2	-44,4	-7,9	6,3	-40,2	40,2	4,7	26,8	0,2
Σ ψ 2	-2,8	37,5	-32,6	3,5	-3,3	-23,4	-2,3	-0,4

Y9 O9 35/45 H=3,00M N=-142 M χ =-18 M ψ =-47 V χ =11 V ψ =31 (Ka10)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=98,1KN $v\Delta=0,09 \leq$

1,00 Σεισμικοί " NMax=143,3KN $v\Delta=0,13 \leq 0,65$

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4 χ 1Φ14 + ΟΦΟ

ρ _υπάρχων=9,9% Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ - χ : 2 χ Φ6/20 $V_{r\Delta 1}=52$ KN $V_{w\psi}=16$ KN $V_{r\Delta 2}=321$ KN $V_{r\Delta 3}=63$ KN $V_{s\Delta}=31$

ΚΝ ψ-ψ: 2χΦ6/2Ο VrΔ1=49ΚΝ Vwχ=21 ΚΝ VrΔ2=331 ΚΝ VrΔ3=65 ΚΝ
 VsΔ=26 ΚΝ Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20
 Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=353,8 ΚΝΜ MrΔψ = 232,0 ΚΝΜ Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:
 διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοί B500C Φ6/10 VrΔ2=337,6 ΚΝ VrΔ3=89,2 ΚΝ " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοί B500C Φ6/10 VrΔ2=343,2 ΚΝ VrΔ3=101,3 ΚΝ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 10

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-80,0	-2,9	1,8	7,8	-6,4	1,6	-4,7	0,0
Q	-18,5	0,3	-0,4	1,8	-1,5	-0,2	-1,1	-0,0
Σχ1	35,2	-2,4	2,0	-61,1	50,3	1,5	37,1	-0,3
Σψ1	-1,7	55,2	-46,5	3,7	-2,8	-33,9	-2,1	0,3
Σχ2	36,1	-4,7	3,9	-62,7	51,4	2,9	38,0	0,4
Σψ2	-2,9	58,1	-48,8	5,7	-4,1	-35,6	-3,3	-0,6

Y10 O10 45/45 H=3,00M N=-135 Mχ=-17 Mψ=-61 Vχ=-12 Vψ=-45 (Ka12)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=98,4ΚΝ vΔ=0,07 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=135,4ΚΝ vΔ=0,10 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=9,9% Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/2Ο VrΔ1=63ΚΝ Vwψ=21 ΚΝ VrΔ2=425 ΚΝ VrΔ3=78 ΚΝ VsΔ=45

ΚΝ ψ-ψ: 2χΦ6/2Ο VrΔ1=63ΚΝ Vwχ=21 ΚΝ VrΔ2=425 ΚΝ VrΔ3=78 ΚΝ

VsΔ=38 ΚΝ

Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20 πάχους:

10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή = 1,00

Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 20Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=458,8 ΚΝΜ MrΔψ = 458,8

ΚΝΜ Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοί B500C Φ6/10 VrΔ2=441,3 ΚΝ VrΔ3=112,3

ΚΝ " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοί B500C Φ6/10 VrΔ2=441,3 ΚΝ VrΔ3=112,3 ΚΝ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 11

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-63,0	5,6	-5,0	-6,2	5,5	-3,5	3,9	0,0
Q	-9,1	0,3	-0,3	-1,7	1,5	-0,2	1,1	-0,0
Σχ1	-46,3	5,4	-6,3	-35,8	33,9	-3,9	23,2	-0,2
Σψ1	-30,4	11,0	-9,6	-1,3	1,8	-6,9	1,0	0,2
Σχ2	-46,6	3,5	-5,6	-38,4	35,6	-3,0	24,7	0,3
Σψ2	-30,1	13,4	-10,6	1,8	-0,4	-8,0	-0,7	-0,4

Y11 O11 40/40 H=3,00M N=-110 Mχ=5 Mψ=-47 Vχ=-4 Vψ=30 (Ka10)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=72,1ΚΝ vΔ=0,07 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=127,7ΚΝ vΔ=0,12 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ20 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=14,0 □ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/20 VrΔ1=57KN Vwψ=18 KN VrΔ2=332 KN VrΔ3=69 KN

VsΔ=30 KN ψ-ψ: 2χΦ6/20 VrΔ1=57KN Vwχ=18 KN VrΔ2=332 KN

VrΔ3=69 KN VsΔ=13 KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο

σκυρόδεμα C20 πάχους: 10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία =

1,00 σε αντοχή = 1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 10Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=227,0 KNM MrΔψ = 227,0

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=346,2 KN VrΔ3=95,9

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=346,2 KN VrΔ3=95,9 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 12

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-107,7	1,2	-1,3	-5,5	4,8	-0,8	3,4	0,0
Q	-17,7	0,4	-0,3	0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,0
Σχ1	28,3	3,3	-4,0	-57,8	55,0	-2,4	37,6	-0,2
Σψ1	-22,8	21,2	-21,5	-0,1	0,3	-14,2	0,2	0,2
Σχ2	30,1	2,5	-3,4	-61,5	58,2	-1,9	39,9	0,2
Σψ2	-25,1	22,3	-22,3	4,5	-3,5	-14,9	-2,7	-
								0,4

Y12 O12 45/35 H=3,00M N=-88 Mχ=-3 Mψ=-68 Vχ=1 Vψ=44 (Ka10)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: NMax=125,4KN vΔ=0,12 <=

1,00 Σεισμικοί " NMax=163,1KN vΔ=0,15 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=9,9 □ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

x-x: 2χΦ6/20 VrΔ1=49KN Vwψ=21 KN VrΔ2=331 KN VrΔ3=65 KN VsΔ=44 KN

x-y: 2χΦ6/20 VrΔ1=52KN Vwχ=16 KN VrΔ2=321 KN VrΔ3=63 KN VsΔ=17

KN Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20 πάχους:

10cm Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή = 1,00

Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: MrΔχ=232,5 KNM MrΔψ = 349,3

KNM Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=343,2 KN VrΔ3=101,3

KN " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ6/10 VrΔ2=337,6 KN VrΔ3=89,2 KN

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 13

ΤΦ	N	Mχ1	Mχ2	Mψ1	Mψ2	Vχ	Vψ	Στρέψη
G	-132,3	7,0	-6,2	4,4	-3,7	-4,4	-2,7	0,0
Q	-22,3	2,9	-2,5	0,5	-0,4	-1,8	-0,3	-0,0
Σχ1	3,5	1,1	-1,0	-55,2	49,2	-0,7	34,8	-0,2
Σψ1	-29,8	23,4	-22,6	2,4	-2,1	-15,3	-1,5	0,2
Σχ2	2,6	2,7	-2,4	-58,5	51,8	-1,7	36,8	0,2
Σψ2	-28,7	21,5	-20,8	6,6	-5,3	-14,1	-4,0	-
								0,4

Υ13 Ο13 45/35 Η=3,00Μ Ν=-166 Μ_χ=14 Μ_ψ=65 V_χ=-9 V_ψ=-41 (Κα12)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: ΝΜα_χ=154,6ΚΝ νΔ=0,14 <=

1,00 Σεισμικοί " ΝΜα_χ=185,4ΚΝ νΔ=0,17 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ14 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=9,9□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/2Ο V_{rΔ1}=49ΚΝ V_{wψ}=21 ΚΝ V_{rΔ2}=331 ΚΝ V_{rΔ3}=65 ΚΝ V_{sΔ}=41

ΚΝ ψ-ψ: 2χΦ6/2Ο V_{rΔ1}=52ΚΝ V_{wχ}=16 ΚΝ V_{rΔ2}=321 ΚΝ V_{rΔ3}=63 ΚΝ

V_{sΔ}=22 ΚΝ Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 14Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: Μ_{rΔχ}=231,7 ΚΝΜ Μ_{rΔψ} = 355,9

ΚΝΜ Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 V_{rΔ2}=343,2 ΚΝ V_{rΔ3}=101,3

ΚΝ " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 V_{rΔ2}=337,6 ΚΝ V_{rΔ3}=89,2 ΚΝ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 14

ΤΦ Ν Μ_{χ1} Μ_{χ2} Μ_{ψ1} Μ_{ψ2} V_χ V_ψ Στρέψη

G -52,2 11,0 -9,3 5,8 -4,5 -6,7 -3,4 0,0

Q -5,4 1,4 -1,2 0,9 -0,7 -0,9 -0,5 -0,0

Σ_{χ1} 29,6 0,8 -1,0 -43,1 37,4 -0,6 26,8 -0,2

Σ_{ψ1} -15,7 25,3 -20,4 1,4 -0,8 -15,2 -0,7 0,2

Σ_{χ2} 29,4 3,8 -3,4 -45,5 39,4 -2,4 28,3 0,3

Σ_{ψ2} -15,4 21,5 -17,3 4,3 -3,4 -12,9 -2,6 -
0,4

Υ14 Ο14 40/40 Η=3,00Μ Ν=-92 Μ_χ=15 Μ_ψ=53 V_χ=-9 V_ψ=-33 (Κα12)

Θλίψη: Στατικοί συνδυασμοί: ΝΜα_χ=57,5ΚΝ νΔ=0,05 <=

1,00 Σεισμικοί " ΝΜα_χ=91,9ΚΝ νΔ=0,08 <= 0,65

Υπάρχων Οπλ,Κάμψης:

4χ1Φ20 + ΟΦΟ

ρ_υπάρχων=14,0□ Υπάρχων

Οπλ,Διάτμησης:

χ-χ: 2χΦ6/2Ο V_{rΔ1}=57ΚΝ V_{wψ}=18 ΚΝ V_{rΔ2}=332 ΚΝ V_{rΔ3}=69 ΚΝ V_{sΔ}=33

ΚΝ ψ-ψ: 2χΦ6/2Ο V_{rΔ1}=57ΚΝ V_{wχ}=18 ΚΝ V_{rΔ2}=332 ΚΝ V_{rΔ3}=69 ΚΝ

V_{sΔ}=23 ΚΝ Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C20

πάχους: 10cM Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 1,00 σε αντοχή =

1,00 Περιμετρικός οπλισμός μανδύα Β500C 10Φ20

Αντοχή σε κάμψη της ενισχ,διατομής: Μ_{rΔχ}=227,7 ΚΝΜ Μ_{rΔψ} = 168,9

ΚΝΜ Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ,διατομής:

διεύθυνση χ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 V_{rΔ2}=346,2 ΚΝ V_{rΔ3}=95,9

ΚΝ " ψ: Συνδετήρες 2/τμητοι Β500C Φ6/10 V_{rΔ2}=346,2 ΚΝ V_{rΔ3}=95,9 ΚΝ

Διαστασιολογηση υποστύλων Στάθμη: 4

ΤΟ ΥΛΙΚΟ: C25/30 Β500C συνδ,

Β500C ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ: Δ =

0,040Μ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 1 (6)

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ	Στρέψη	G	-
50,4	10,0	2,0	7,6	-0,8	-2,7	-2,8	-0,1			
Q	-10,4	2,2	0,6	1,9	-0,2	-0,5	-0,7	-0,0		
Σ _{χ1}	3,1	-2,8	9,3	-20,3	17,6	4,1	12,6	-0,1		
Σ _{ψ1}	0,6	6,3	-28,8	11,6	-11,7	-11,7	-7,7	0,2		
Σ _{χ2}	3,1	-2,9	10,0	-20,5	18,1	4,3	12,8	-0,1		
Σ _{ψ2}	0,5	6,4	-29,6	11,9	-12,2	-12,0	-8,0	0,2		

Ελεγχος σε θλίψη

$N_{r\Delta} = 0,85 A_c f_c \Delta = 1275,0 \text{ KN}$, $N_{s\Delta_Min(1)} = -83,7 \text{ KN} \Rightarrow N_{s\Delta}/N_{r\Delta} = 0,066$
 $N_s = -83,7$ $v_{\Delta s} = 0,056 < 1,00$

$\chi\text{-}\chi$: $N_s = -53,5$ $N_{e\chi} = 3,3$ $N_{o\chi} = -56,8$ $v_{\Delta_e\chi} = 0,038 < 0,65$

$\psi\text{-}\psi$: $N_s = -53,5$ $N_{e\psi} = 1,5$ $N_{o\psi} = -55,0$ $v_{\Delta_e\psi} = 0,037 < 0,65$

Ελεγχος σε λυγισμό

$\lambda M_{\max} = M_{\max}(25,15/\sqrt{v_{\Delta}}) = 63,5$

άξονας $\beta L_{coL} = L_o$ I_c A_c i λ

$\chi\text{-}\chi$ $0,833,00 = 2,49$ $0,00068$ $0,090$ $0,087$ $28,8 \text{ OK}$

$\psi\text{-}\psi$ $0,832,40 = 2,00$ $0,00068$ $0,090$ $0,087$ $23,1 \text{ OK}$

Ελεγχος σε κάμψη

ΣΦ N_{Δ} $M_{\Delta\chi}$ $M_{\Delta\psi}$ $Mr_{\Delta\chi}$ $Mr_{\Delta\psi}$
 $M_{s\Delta}/Mr_{\Delta}$ PMin 1: $-83,7$ $16,9$ $13,0$ $84,4$
 $65,2$ $0,20$

P M_{\max} -10: $-50,2$ $3,3$ $20,2$ $19,5$ $118,0$ $0,17$

M_χMin -15: $-53,9$ $-114,3$ $-18,6$ $120,1$ $19,5$ $0,95$

M_χMax -17: $-53,1$ $114,3$ $16,8$ $120,3$ $17,7$ $0,95$

M_ψMin -13: $-56,5$ $-16,7$ $-30,5$ $54,8$ $100,0$ $0,30$

M_ψMax 13: $-56,5$ $15,5$ $32,2$ $50,5$ $105,1$ $0,31$

Ελεγχος σε διάτμηση

V M_{\max} V_s V_e NM_{\max} Mr $V_c\Delta$
 $\chi\text{-}\chi$ $18,3$ $3,0$ $15,2$ $-56,8$ $122,9$ $56,4$
 $\psi\text{-}\psi$ $16,1$ $2,8$ $13,3$ $-55,0$ $122,7$ $49,3$

Ελεγχος κοντού υποστυλώματος ($a_s \leq 2,50$)

$\chi\text{-}\chi$: $a_s = M/(V\eta) = 15,8/(10,40,30) = 5,06$ (ΣΦ= 5)

OK $\psi\text{-}\psi$: $a_s = M/(V\eta) = 26,2/(14,90,30) = 5,85$

(ΣΦ=15) OK

Y1 (6) O1 30/30 H=3,00M4 χ 2Φ20 + ΟΦ16 Σ Φ10/10

N=-54 M_χ=114 M_ψ=19 V_χ=10 V_ψ=9 (Kb-15) Mr_{Δχ}=121 Mr_{Δψ}=20

$\rho=27,9$ □ $A_{s_tot}=25,1$ Κύριος οπλ./γωνία: 2Φ20 = 6,28cM² >= $A_{sMin}=6,28cM^2$

$N_s=84$ $v_{\Delta s}=0,07$ $N_o=54$ $N_{e\chi}=3$ $N_{e\psi}=1$ $v_{\Delta\chi}=0,04$ $v_{\Delta\psi}=0,04$

$\chi\text{-}\chi$: σκέλη συνδ.=2 Vr_{Δ1}=69 Vr_{Δ2}=336 Vw=160 Vr_{Δ3}=222

Vs_Δ=56 $\psi\text{-}\psi$: σκέλη συνδ.=2 Vr_{Δ1}=69 Vr_{Δ2}=336 Vw=160

Vr_{Δ3}=222 Vs_Δ=49 Ελεγχος 18,4,4: $w_{\Delta_a\pi}=0,15 < w_{\Delta_u\pi}=0,39$

$e_{cu} = 0,00918$ $\mu_{\phi} = 25,16$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 2 (8)

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ	Στρέψη
G	-37,9	0,3	0,3	-5,8	4,2	-0,0	3,3	-0,1
Q	-7,9	0,1	0,1	-1,4	1,1	-0,0	0,8	-0,0
Σ _{χ1}	-3,5	2,0	-1,6	-7,7	10,5	-1,2	6,0	-0,1
Σ _{ψ1}	14,6	18,7	-19,4	2,7	-6,3	-12,7	-3,0	0,2
Σ _{χ2}	-3,7	1,8	-1,7	-7,8	10,9	-1,2	6,2	-0,1
Σ _{ψ2}	14,9	19,0	-19,2	2,9	-6,8	-12,7	-3,2	0,2

Ελεγχος σε θλίψη

Nr_Δ = 0,85Acfc_Δ = 1275,0 KN, Ns_{Δ_Min}(1) = -63,0 KN => Ns_Δ/Nr_Δ = 0,049 Ns = -63,0 v_{Δs} = 0,042 < 1,00

χ-χ: Ns = -40,3 Ne_χ = 8,2 No_χ = -48,5 v_{Δ_eχ} = 0,032 < 0,65

ψ-ψ: Ns = -40,3 Ne_ψ = 16,0 No_ψ = -56,3 v_{Δ_eψ} = 0,038 < 0,65

Ελεγχος σε λυγισμό

λMa_χ = Ma_χ(25,15/sqrt(v_Δ)) = 73,2

άξονας βLcoL = L_o I_c A_c i λ

χ-χ 0,662,40 = 1,58 0,00068 0,090 0,087 18,3 OK

ψ-ψ 1,003,00 = 3,00 0,00068 0,090 0,087 34,6 OK

Ελεγχος σε κάμψη

ΣΦ N_Δ M_{Δχ} M_{Δψ} Mr_{Δχ} Mr_{Δψ}
 Ms_Δ/Mr_Δ PMin 1: -63,0 0,6 -10,0 6,9 -
 121,4 0,08

PMa_χ-15: -24,2 -65,4 -5,5 117,3 9,9 0,56

M_χMin -6: -26,7 -69,6 1,3 -119,5 2,3 0,58

M_χMa_χ -8: -53,8 69,6 7,7 119,5 13,3 0,58

M_ψMin - 13: -32,1 -3,7 -18,1 23,9 117,4 0,15

M_ψMa_χ - 11: -48,5 4,3 18,1 28,2 117,4 0,15

Ελεγχος σε διάτμηση

VMa_χ V_s V_e NMa_χ Mr Vc_Δ

χ-χ 10,8 3,6 7,2 -48,5 122,1 28,6

ψ-ψ 13,1 0,0 13,1 -56,3 122,8 45,8

Ελεγχος κοντού υποστυλώματος (as <= 2,50)

χ-χ: as = M/(Vη) = 3,9/(2,60,30) = 5,01 (ΣΦ= 5)

OK ψ-ψ: as = M/(Vη) = 13,2/(8,70,30) = 5,04 (ΣΦ= 2) OK

Y2 (8) O2 30/30 H=3,00M4χ2Φ20 + ΟΦ16 Σ Φ10/10

N=-27 M_χ=-70 M_ψ=1 V_χ=12 V_ψ=9 (Kb-6) Mr_{Δχ}=-120

Mr_{Δψ}=2

ρ=27,9 □ As_{tot}=25,1 Κύριος οπλ./γωνία: 2Φ20 = 6,28cM² >= As_{Min}=6,28cM²

Ns=63 v_{Δs}=0,05 No=40 Ne_χ=8 Ne_ψ=16 v_{Δχ}=0,04 v_{Δψ}=0,04

χ-χ: σκέλη συνδ.=2 Vr_{Δ1}=66 Vr_{Δ2}=336 Vw=160 Vr_{Δ3}=219

$V_{s\Delta}=29$ ψ - ψ : σκέλη συνδ,=2 $V_{r\Delta 1}=66$ $V_{r\Delta 2}=336$ $V_w=160$
 $V_{r\Delta 3}=219$ $V_{s\Delta}=46$ Ελεγχος 18,4,4: $w_{\Delta_απ}=0,12 < w_{\Delta_υπ}=0,39$
 $e_{cu} = 0,00918$ $\mu_{\phi} = 28,55$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 3 (9)

ΤΦ	N	M χ 1	M χ 2	M ψ 1	M ψ 2	V χ	V ψ	Στρέψη
G	-18,3	-1,5	1,4	-0,2	2,1	1,0	0,7	-0,1
Q	-3,0	-0,3	0,2	-0,1	0,7	0,2	0,2	-0,0
Σ χ 1	-0,7	2,5	-1,6	-1,4	13,0	-1,3	4,8	-0,1
Σ ψ 1	-2,6	22,0	-20,0	-2,0	-2,1	-14,0	-0,0	0,2
Σ χ 2	-0,6	2,2	-2,0	-1,4	13,0	-1,4	4,8	-0,1
Σ ψ 2	-2,8	22,3	-19,5	-2,0	-2,0	-13,9	-0,0	0,2

Ελεγχος σε θλίψη

$N_{r\Delta} = 0,85 A_c f_{cd} = 1275,0$ KN, $N_{s\Delta_Min}(1) = -29,2$ KN $\Rightarrow N_{s\Delta}/N_{r\Delta} = 0,023$ $N_s = -29,2$ $v_{\Delta s} = 0,019 < 1,00$

χ - χ : $N_s = -19,2$ $N_{e\chi} = 1,5$ $N_{o\chi} = -20,7$ $v_{\Delta_e\chi} = 0,014 < 0,65$

ψ - ψ : $N_s = -19,2$ $N_{e\psi} = 2,9$ $N_{o\psi} = -22,1$ $v_{\Delta_e\psi} = 0,015 < 0,65$

Ελεγχος σε λυγισμό

$\lambda_{Ma\chi} = Ma\chi(25,15/\sqrt{v_{\Delta}}) = 107,5$

άξονας $\beta L_{coL} = L_o$ I_c A_c i λ

χ - χ $0,662,40 = 1,58$ $0,00068$ $0,090$ $0,087$ $18,3$ OK

ψ - ψ $0,833,00 = 2,49$ $0,00068$ $0,090$ $0,087$ $28,8$ OK

Ελεγχος σε κάμψη

ΣΦ N_{Δ} $M_{\Delta\chi}$ $M_{\Delta\psi}$ $M_{r\Delta\chi}$ $M_{r\Delta\psi}$

$M_{s\Delta}/M_{r\Delta}$ PMin -1: -29,2 2,2 3,9

54,2 93,7 0,04

PMax -16: -16,3 70,3 0,4 118,5 0,7 0,59

M χ Min -6: -22,0 -71,6 4,1 -118,8 6,8 0,60

M χ Max -8: -16,4 71,6 0,5 118,5 0,8 0,60

M ψ Min -5: -19,2 -3,0 -27,0 12,9 118,1 0,23

M ψ Max -3: -19,2 5,9 20,7 32,5 113,7 0,18

Ελεγχος σε διάτμηση

VMax V_s V_e NMax M_r $V_{c\Delta}$

χ - χ 5,7 0,8 4,8 -20,7 119,6

17,7

ψ - ψ 15,4 1,0 14,4 -22,1 119,7 51,4

Ελεγχος κοντού υποστυλώματος ($a_s \leq 2,50$)

χ - χ : $a_s = M/(V\eta) = 5,9/(3,90,30) = 5,09$ ($\Sigma\Phi = 3$)

OK ψ - ψ : $a_s = M/(V\eta) = 4,1/(2,20,30) = 6,14$ ($\Sigma\Phi =$

6) OK

Y3 (9) O3 3O/3O H=3,00M4 χ 2 Φ 2O + O Φ 16 Σ

Φ 1O/1O N=-16 M χ =72 M ψ =O V χ =15 V ψ =1 (Ka-8)

Mr $\Delta\chi$ =118 Mr $\Delta\psi$ =1

$\rho=27,9$ \square As_tot=25,1 Κύριος οπλ./γωνία: 2 Φ 2O = 6,28cM² \geq AsMin=6,28cM²

Ns=29 v Δ s=O,02 No=19 Ne χ =2 Ne ψ =3 v $\Delta\chi$ =O,02 v $\Delta\psi$ =O,02

χ - χ : σκέλη συνδ.=2 Vr Δ 1=65 Vr Δ 2=336 Vw=16O Vr Δ 3=218

Vs Δ =18 ψ - ψ : σκέλη συνδ.=2 Vr Δ 1=65 Vr Δ 2=336 Vw=16O

Vr Δ 3=218 Vs Δ =51 Ελεγχος 18,4,4: w Δ _απ=O,1O < w Δ _υπ=O,39

e_cu = O,OO918 μ_ϕ = 36,13

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 4 (11)

T Φ N M χ 1 M χ 2 M ψ 1 M ψ 2 V χ V ψ Στρέψη

G -18,0 1,0 -1,0 -O,2 O,1 -O,7O,1 -O,1

Q -3,1 O,1 -O,0 -O,0 O,1 -O,1 O,0 -O,0

$\Sigma\chi$ 1 -1O,0 3,0 -3,1 -16,9 15,0 -2,0 1O,6 -O,1

$\Sigma\psi$ 1 -13,6 16,6 -14,6 -5,6 5,5 -1O,4 3,7 O,2

$\Sigma\chi$ 2 -9,7 3,0 -4,3 -16,7 13,9 -2,4 1O,2 -O,1

$\Sigma\psi$ 2 -13,8 16,6 -13,2 -5,8 6,6 -9,9 4,1 O,2

Ελεγχος σε θλίψη

Nr Δ = O,85Acfc Δ = 1275,0 KN, Ns Δ _Min(14) = -35,6 KN \Rightarrow Ns Δ /Nr Δ =

O,028 Ns = -29,0 v Δ s = O,019 < 1,0O

χ - χ : Ns = -18,9 Ne χ = 14,0 No χ = -33,0 v Δ _e χ = O,022 < O,65

ψ - ψ : Ns = -18,9 Ne ψ = 16,7 No ψ = -35,6 v Δ _e ψ = O,024 < O,65

Ελεγχος σε λυγισμό

λ Ma χ = Ma χ (25,15/sqrt(v Δ)) = 1O7,9

άξονας β LcoL = Lo Ic Ac i λ

χ - χ O,662,4O = 1,58 O,OOO68 O,09O O,087 18,3 OK

ψ - ψ O,662,4O = 1,58 O,OOO68 O,09O O,087 18,3 OK

Ελεγχος σε κάμψη

$\Sigma\Phi$ N Δ M $\Delta\chi$ M $\Delta\psi$ Mr $\Delta\chi$ Mr $\Delta\psi$ Ms Δ /Mr Δ

PMin -14: -35,6 -5O,6 1O,9 -66,5 14,4 O,76

PMax -16: -2,2 5O,6 -1O,7 63,2 -13,3 O,8O

M χ Min -6: -35,5 -54,2 1O,1 -66,6 12,4 O,81

M χ Max -8: -2,4 54,2 -9,8 63,3 -11,5 O,86

M ψ Min - -4,9 6,5 -37,4 11,1 -63,6 O,59

4:

M ψ Max - -33,0 -8,5 28,6 -19,5 65,5 O,44

2:

Ελεγχος σε διάτμηση

VMa χ Vs Ve NMa χ Mr Vc Δ

χ - χ 11,8 O,1 11,7 -33,0 67,0 41,2

ψ-ψ 11,7 0,7 11,0 -35,6 67,2 39,2

Ελεγχος κοντού υποστυλώματος (as <= 2,50)

χ-χ: as = M/(Vη) = 9,2/(6,10,30) = 5,05 (ΣΦ=10)

ΟΚ ψ-ψ: as = M/(Vη) = 11,0/(7,30,30) = 5,01
(ΣΦ=14) ΟΚ

Υ4 (11) Ο4 30/30 Η=3,00Μ4χ1Φ20 + ΟΦ16 Σ
Φ10/10 Ν=-2 Μχ=54 Μψ=-10 Vχ=10 Vψ=7 (Κα-8) ΜrΔχ=64
ΜrΔψ=-12

ρ=14,0 □ As_tot=12,6 Κύριος οπλ./γωνία: 1Φ20 = 3,14cM² >= AsMin=3,14cM²

Ns=29 vΔs=0,02 Νο=19 Neχ=14 Neψ=17 vΔχ=0,03 vΔψ=0,03

χ-χ: σκέλη συνδ.=2 VrΔ1=55 VrΔ2=336 Vw=160 VrΔ3=210

VsΔ=41 ψ-ψ: σκέλη συνδ.=2 VrΔ1=55 VrΔ2=336 Vw=160

VrΔ3=210 VsΔ=39 Ελεγχος 18,4,4: wΔ_απ=0,10 < wΔ_υπ=0,39

e_cu = 0,00918 μ_φ = 34,43

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 5 (12)

ΤΦ Ν Μχ1 Μχ2 Μψ1 Μψ2 Vχ Vψ Στρέψη

G -28,7 -0,6 2,3 0,5 -0,1 1,0 -0,2 -0,1

Q -6,1 -0,2 0,5 0,2 -0,3 0,2 -0,2 -0,0

Σχ1 2,2 4,0 -0,6 -22,7 19,8 -1,5 14,2 -0,1

Σψ1 2,7 2,3 -15,5 -7,4 5,3 -6,0 4,2 0,2

Σχ2 1,7 4,0 -0,8 -22,8 19,3 -1,6 14,0 -0,1

Σψ2 3,2 2,3 -15,3 -7,3 5,8 -5,9 4,4 0,2

Ελεγχος σε θλίψη

NrΔ = 0,85AcfcΔ = 1275,0 KN, NsΔ_Min(1) = -47,9 KN => NsΔ/NrΔ =

0,038 Ns = -47,9 vΔs = 0,032 < 1,00

χ-χ: Ns = -30,6 Neχ = 3,0 Νοχ = -33,5 vΔ_eχ = 0,022 < 0,65

ψ-ψ: Ns = -30,6 Neψ = 3,7 Νοψ = -34,2 vΔ_eψ = 0,023 < 0,65

Ελεγχος σε λυγισμό

λΜαχ = Μαχ(25,15/sqrt(vΔ)) = 83,9

άξονας βLcoL = Lo Ic Ac i λ

χ-χ 0,833,00 = 2,49 0,00068 0,090 0,087 28,8 ΟΚ

ψ-ψ 0,662,40 = 1,58 0,00068 0,090 0,087 18,3 ΟΚ

Ελεγχος σε κάμψη

ΣΦ ΝΔ ΜΔχ ΜΔψ ΜrΔχ ΜrΔψ

MsΔ/MrΔ PMin -1: -47,9 3,9 -0,7

117,7 -19,9 0,03

ΡΜαχ-14: -26,9 -33,9 11,4 -111,1 37,3 0,31

ΜχMin -6: -27,2 -34,3 11,0 -111,7 35,8 0,31

ΜχΜαχ -8: -33,9 45,0 -11,4 114,4 -29,1 0,39

ΜψMin -4: -33,5 7,7 -75,0 12,3 -119,4 0,63

ΜψΜαχ - -27,6 -2,8 75,0 -4,5 119,5 0,63

2:

Ελεγχος σε διάτμηση

V_{Μαχ} V_s V_e N_{Μαχ} M_r V_{cΔ}
 χ-χ 15,7 0,2 15,4 -33,5 120,8 54,3
 ψ-ψ 7,4 1,0 6,4 -34,2 120,8 23,5

Ελεγχος κοντού υποστύλωματος ($a_s \leq 2,50$)

χ-χ: $a_s = M/(V\eta) = 4,1/(2,30,30) = 5,83$ (ΣΦ=10) ΟΚ

ψ-ψ: $a_s = M/(V\eta) = 13,6/(8,30,30) = 5,44$ (ΣΦ=14) ΟΚ

Υ5 (12) Ο5 30/30 H=3,00M 4χ2Φ20 + ΟΦ16 Σ
 Φ10/10 N=-28 M_χ=-3 M_ψ=75 V_χ=4 V_ψ=16 (Ka-2) M_{rΔχ}=-5
 M_{rΔψ}=120

$\rho=27,9$ □ $A_{s_tot}=25,1$ Κύριος οπλ./γωνία: 2Φ20 = 6,28cM² >= $A_{sMin}=6,28cM^2$

N_s=48 v_{Δs}=0,04 N_o=31 N_{eχ}=3 N_{eψ}=4 v_{Δχ}=0,03 v_{Δψ}=0,03

χ-χ: σκέλη συνδ.=2 V_{rΔ1}=66 V_{rΔ2}=336 V_w=160 V_{rΔ3}=219

V_{sΔ}=54 ψ-ψ: σκέλη συνδ.=2 V_{rΔ1}=66 V_{rΔ2}=336 V_w=160

V_{rΔ3}=219 V_{sΔ}=23 Ελεγχος 18,4,4: w_{Δ_απ}=0,10 < w_{Δ_υπ}=0,39

e_{cu} = 0,00918 μ_φ = 31,55

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 6 (13)

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ	Στρέψη
G	-41,5	-0,8	3,5	1,5	-2,1	1,4	-1,2	-0,1
Q	-7,2	-0,2	0,4	0,5	-0,4	0,2	-0,3	-0,0
Σχ1	8,7	0,3	6,4	-18,1	18,3	2,0	12,1	-0,1
Σψ1	-1,8	7,5	-26,9	-5,6	3,0	-11,5	2,9	0,2
Σχ2	9,0	0,3	7,0	-18,6	18,3	2,3	12,3	-0,1
Σψ2	-2,1	7,6	-27,6	-5,1	3,1	-11,7	2,7	0,2

Ελεγχος σε θλίψη

N_{rΔ} = 0,85AcfcΔ = 1275,0 KN, N_{sΔ_Min}(1) = -66,8 KN => N_{sΔ}/N_{rΔ} = 0,052 N_s = -66,8 v_{Δs} = 0,045 < 1,00

χ-χ: N_s = -43,7 N_{eχ} = 9,6 N_{oχ} = -53,3 v_{Δ_eχ} = 0,036 < 0,65

ψ-ψ: N_s = -43,7 N_{eψ} = 4,8 N_{oψ} = -48,5 v_{Δ_eψ} = 0,032 < 0,65

Ελεγχος σε λυγισμό

λ_{Μαχ} = Μαχ(25,15/sqrt(vΔ)) = 71,1

άξονας βL_{coL} = L_o I_c A_c i λ

χ-χ 0,833,00 = 2,49 0,00068 0,090 0,087 28,8 OK

ψ-ψ 0,662,40 = 1,58 0,00068 0,090 0,087 18,3 OK

Ελεγχος σε κάμψη

ΣΦ NΔ MΔχ MΔψ M_{rΔχ} M_{rΔψ}

M_{sΔ}/M_{rΔ} P_{Min} -1: -66,8 5,3-3,3 91,4

-57,5 0,06

P_{Μαχ}-11: -34,1 18,9 60,7 35,0 112,5 0,54

M_χMin -15: -48,5 -57,0 -4,6 119,6 9,6 0,48

M_χΜαχ -17: -38,9 97,2 0,2 120,5 0,3 0,81

M_ψMin -4: -51,8 5,2 -67,2 9,4 -120,0 0,56

M_ψΜαχ -2: -35,5 1,9 67,2 3,5 120,2 0,56

Ελεγχος σε διάτμηση

	V _{Μαχ}	V _s	V _e	N _{Μαχ}	M _r	V _{cΔ}
χ-χ	14,4	1,3	13,1	-53,3	122,6	47,1
ψ-ψ	13,9	1,5	12,4	-48,5	122,1	44,9

Ελεγχος κοντού υποστυλώματος ($a_s \leq 2,50$)

χ-χ: $a_s = M/(V\eta) = 4,9/(2,80,30) = 5,89$ (ΣΦ=12) ΟΚ

ψ-ψ: $a_s = M/(V\eta) = 12,3/(7,70,30) = 5,35$ (ΣΦ=16)

ΟΚ

Υ6 (13) Ο6 30/30 H=3,00M 4χ2Φ20 + ΟΦ16 Σ

Φ10/10 N=-39 M_χ=97 M_ψ=0 V_χ=13 V_ψ=8 (Kb-17)

M_{rΔχ}=121 M_{rΔψ}=0

$\rho=27,9$ □ $A_{s_tot}=25,1$ Κύριος οπλ./γωνία: 2Φ20 = 6,28cM² >= $A_{sMin}=6,28cM^2$

N_s=67 v_{Δs}=0,05 N_o=44 N_{eχ}=10 N_{eψ}=5 v_{Δχ}=0,04 v_{Δψ}=0,04

χ-χ: σκέλη συνδ.=2 V_{rΔ1}=67 V_{rΔ2}=336 V_w=160 V_{rΔ3}=220

V_{sΔ}=47 ψ-ψ: σκέλη συνδ.=2 V_{rΔ1}=67 V_{rΔ2}=336 V_w=160

V_{rΔ3}=220 V_{sΔ}=45 Ελεγχος 18,4,4: w_{Δ_απ}=0,12 < w_{Δ_υπ}=0,39

e_{cu} = 0,00918 μ_φ = 27,86

Διαστασιολόγηση πέλδων

ΤΟ ΥΛΙΚΟ: C12/15 S220 συνδ,S220

ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ: Δ = 0,020M

πέδιλο= 1 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=1

TΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ
	G	-129,0	-24,6	-23,3	15,6	14,5	1,4
		-1,2					
Q		-18,9	-3,7	-3,5	2,5	2,4	0,2
		0,0					
Σ _{χ1}		75,8	18,6	19,1	45,1	70,3	0,5
Σ _{ψ1}		42,4	-57,9	-87,6	-8,4	-9,3	-29,7
Σ _{χ2}		77,5	9,6	5,9	40,8	64,1	-3,7
Σ _{ψ2}		40,2	-46,7	-71,2	-3,2	-1,7	-24,5
							1,5

L_χ=1,34 L_ψ=2,25 η=0,80 Δ_χ=0,40 Δ_ψ=0,50 N_{στ}=109,5 N_α=108,4

+P_f=39,2 N₁=211,3 M_{1χ}=15,6 M_{1ψ}=9,1(16) σ_χ=87,6 ε_χ=0,04 c_χ=0,41

N₂=237,4 M_{2χ}=-23,8 M_{2ψ}=-21,7(12) σ_ψ=112,7 ε_ψ=0,09

c_ψ=0,00 M_{χΜαχ}=35,4(12) A_{sψ}=12,0 Φ14/12 = 12,8(ρ=1,60□)

M_{rΔψ}=186,0 M_{ψΜαχ}=26,7(16) A_{sχ}=12,0 Φ14/12 =

12,8(ρ=1,60□) M_{rΔχ}=186,0

Ελεγχος διάτμησης: v_{rΔ1} = 177,5 KN/M > v_{sΔ} = V_{sΔ}/u = 264,8KN/2,74M = 96,7

KN/M N_{Μαχ}=246,6 (12) tr=0,0

ε_{χΜαχ}=0,88 ε_{ψΜαχ}=0,88 ε_χ=0,56 ε_ψ=0,49 ε_χ²+ε_ψ²=0,56 < 1/9

πεδίο= 2 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=2

TΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ
	G	-209,8	1,3	2,8	-0,1	-0,2	
		1,5	-0,2				
Q	-49,9	0,7	1,3	-0,1	-0,3	0,6	-0,1
Σ _{χ1}	-16,7	3,8	4,6	110,4	163,0	0,7	52,5
Σ _{ψ1}	85,0	-87,9	-130,4	-6,8	-9,4	-42,5	-2,6
Σ _{χ2}	-11,2	-1,5	-3,4	102,3	150,8	-1,9	48,6
Σ _{ψ2}	78,1	-81,2	-120,5	3,2	5,5	-39,3	2,3

L_χ=1,70 L_ψ=1,70 η=0,80 Δ_χ=0,50 Δ_ψ=0,50 N_{στ}=192,4 N_α=184,9
+P_f=38,3 N₁=251,0 M_{1χ}=-20,6 M_{1ψ}=108,2(2) σ_χ=245,5 ε_χ=0,38 c_χ=0,00

N₂=339,8 M_{2χ}=88,7 M_{2ψ}=-26,5(8) σ_ψ=225,9 ε_ψ=0,23
c_ψ=0,00 M_χMax=35,0(8) A_{σψ}=12,0 Φ_{14/12} =
12,8(ρ=1,60□) M_rΔ_ψ=186,0 M_ψMax=38,2(2) A_{σχ}=12,0
Φ_{14/12} = 12,8(ρ=1,60□) M_rΔ_χ=186,0

Ελεγχος διάτρησης: v_rΔ₁ = 177,5 KN/M > v_sΔ = V_sΔ/u = 381,7KN/9,35M = 40,8
KN/M N_{Max}=363,4 (9) t_r=0,0

ε_χMax=0,48 ε_ψMax=0,49 ε_χ=0,28 ε_ψ=0,29 ε_χ²+ε_ψ²=0,16 < 1/9

πεδίο= 3 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=3

TΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ
G	-215,8	1,3	2,9	0,5	0,8	1,6	0,3
Q	-50,7	0,7	1,4	0,1	0,2		0,1
			0,7				
Σ _{χ1}	17,8	3,4	3,5	118,9	174,6	0,1	55,6
Σ _{ψ1}	71,2	-103,9	-150,5	-7,1	-9,6	-46,6	-2,5
Σ _{χ2}	14,5	6,8	8,4	110,0	161,3	1,7	51,3
Σ _{ψ2}	75,2	-108,1	-156,7	4,0	6,8	-48,6	2,9

L_χ=1,70 L_ψ=1,75 η=0,80 Δ_χ=0,50 Δ_ψ=0,55 N_{στ}=197,4 N_α=184,3
+P_f=39,6 N₁=337,4 M_{1χ}=112,1 M_{1ψ}=29,7(17) σ_χ=148,6 ε_χ=0,08

c_χ=0,00 N₂=197,4 M_{2χ}=1,5 M_{2ψ}=0,4(1) σ_ψ=241,8 ε_ψ=0,01
c_ψ=0,00 M_χMax=37,5(1) A_{σψ}=12,0 Φ_{14/12} = 12,8(ρ=1,60□)
M_rΔ_ψ=186,0 M_ψMax=22,4(17) A_{σχ}=12,0 Φ_{14/12} = 12,8(ρ=1,60□)
M_rΔ_χ=186,0

Ελεγχος διάτρησης: v_rΔ₁ = 177,5 KN/M > v_sΔ = V_sΔ/u = 374,9KN/2,89M = 129,8
KN/M N_{Max}=359,2 (16) t_r=0,0

ε_χMax=0,52 ε_ψMax=0,49 ε_χ=0,31 ε_ψ=0,28 ε_χ²+ε_ψ²=0,17 < 1/9

πεδίο= 4 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=4

TΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ
	G	-134,1	-25,3	-23,7	36,0	37,0	1,6
							1,0
Q	-19,2	-3,7	-3,5	5,0	4,9	0,2	-0,0

Σχ1 -75,5 -13,5 -13,5 74,7 100,1 0,0 25,4
 Σψ1 57,5 -48,8 -75,5 -18,2 -19,4 -26,7 -1,2
 Σχ2 -76,0 -6,4 -3,2 70,6 94,0 3,3 23,4
 Σψ2 58,2 -57,5 -88,2 -13,2 -11,8 -30,8 1,4

Lχ=1,43 Lψ=2,40 η=0,80 Δχ=0,40 Δψ=0,50 Nστ=113,6 Nα=107,3
 +Pf=44,4 N1=234,3 M1χ=26,5 M1ψ=75,3(17) σχ=157,4 εχ=0,27 cχ=0,43
 N2=234,3 M2χ=26,5 M2ψ=75,3(17) σψ=99,6 εψ=0,10 cψ=0,00
 MχΜαχ=36,4(17) Αsψ=12,0 Φ14/12 = 12,8(ρ=1,60□) MrΔψ=186,0
 MψΜαψ=59,9(17) Αsχ=12,0 Φ14/12 = 12,8(ρ=1,60□) MrΔχ=186,0
 Ελεγχος διάτρησης: vrΔ1 = 177,5 KN/M > vsΔ = VsΔ/u = 277,5KN/2,74M = 101,4
 KN/M NΜαχ=256,2 (11) tr=0,0
 εχΜαχ=1,00 εψΜαψ=0,56 εχ=0,59 εψ=0,29 εχ²+εψ²=0,44 < 1/9

πεδίο= 5 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=5

 ΤΦ N Mχ1 Mχ2 Mψ1 Mψ2 Vχ
 Vψ G -152,9 -0,2 -0,0 -11,4 -
 11,4 0,2 -0,0
 Q -15,5 -0,1 -0,1 -1,1 -1,1 -0,0 0,0
 Σχ1 3,4 3,9 4,0 45,4 60,1 0,2 14,7
 Σψ1 -16,0 -94,1 -139,0 -0,2 1,9 -45,0 2,2
 Σχ2 1,1 -8,5 -14,2 45,4 60,3 -5,8 15,0
 Σψ2 -13,1 -78,7 -116,3 -0,2 1,6 -37,6 1,8

Lχ=1,21 Lψ=2,08 η=0,80 Δχ=0,40 Δψ=0,55 Nστ=124,7 Nα=103,6
 +Pf=33,4 N1=154,9 M1χ=75,9 M1ψ=1,3(17) σχ=67,5 εχ=0,01 cχ=0,36
 N2=176,5 M2χ=-32,4 M2ψ=-58,0(5) σψ=155,9 εψ=0,16
 cψ=0,00 MχΜαχ=38,2(5) Αsψ=12,0 Φ14/12 = 12,8(ρ=1,60□)
 MrΔψ=186,0 MψΜαψ=15,0(17) Αsχ=12,0 Φ14/12 =
 12,8(ρ=1,60□) MrΔχ=186,0
 Ελεγχος διάτρησης: vrΔ1 = 177,5 KN/M > vsΔ = VsΔ/u = 204,6KN/2,79M = 73,4
 KN/M NΜαχ=194,9 (7) tr=0,0
 εχΜαχ=0,59 εψΜαψ=0,33 εχ=0,42 εψ=0,19 εχ²+εψ²=0,22 < 1/9

πεδίο= 6 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=6

 ΤΦ N Mχ1 Mχ2 Mψ1 Mψ2 Vχ
 Vψ G -251,3 0,10,7 -0,2 -0,5
 0,6 -0,3
 Q -65,7 0,2 0,5 -0,1 -0,2 0,3 -0,1
 Σχ1 -1,4 5,0 5,8 89,4 119,6 0,9 30,2
 Σψ1 -21,1 -123,2 -185,6 -1,3 0,2 -62,4 1,5
 Σχ2 -3,8 -1,7 -4,2 89,2 119,4 -2,5 30,2
 Σψ2 -18,2 -115,0 -173,2 -1,0 0,4 -58,2 1,4

Lχ=1,75 Lψ=1,80 η=0,80 Δχ=0,50 Δψ=0,55 Nστ=234,8 Nα=199,9
 +Pf=41,8 N1=299,9 M1χ=114,7 M1ψ=27,6(17) σχ=125,2 εχ=0,08

$c\chi=0,00$ $N2=318,7$ $M2\chi=-32,5$ $M2\psi=-89,7(13)$ $\sigma\psi=135,6$ $\varepsilon\psi=0,09$
 $c\psi=0,00$ $M\chi_{\text{Max}}=22,1(13)$ $As\psi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\psi=186,0$ $M\psi_{\text{Max}}=20,3(17)$ $As\chi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\chi=186,0$
 Ελεγχος διάτρησης: $vr\Delta1 = 177,5 \text{ KN/M} > vs\Delta = Vs\Delta/u = 371,8\text{KN}/9,45\text{M} = 39,3$
 KN/M $N_{\text{Max}}=354,2$ (6) $tr=0,0$
 $e\chi_{\text{Max}}=0,40$ $e\psi_{\text{Max}}=0,28$ $e\chi=0,23$ $e\psi=0,15$ $e\chi^2+e\psi^2=0,08 < 1/9$

πεδίο= 7 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=7

ΤΦ	N	M $\chi1$	M $\chi2$	M $\psi1$	M $\psi2$	V χ		
	V ψ G	-169,1	-1,4	-2,3	1,0	1,3		
		-0,9	0,3					
Q		-41,9	-0,4	-0,6	0,2	0,2	-0,3	0,1
$\Sigma\chi1$		3,5	1,0	0,1	254,1	336,7	-0,9	82,6
$\Sigma\psi1$		-3,0	-77,7	-118,0	-8,6	-8,3	-40,3	0,4
$\Sigma\chi2$		3,1	4,6	5,6	252,2	334,2	1,0	82,0
$\Sigma\psi2$		-2,5	-82,1	-124,8	-6,3	-5,1	-42,7	1,2

$L\chi=1,80$ $L\psi=1,40$ $\eta=0,80$ $\Delta\chi=0,80$ $\Delta\psi=0,40$ $N\sigma\tau=156,3$ $N\alpha=126,3$
 $+Pf=34,5$ $N1=215,1$ $M1\chi=-79,7$ $M1\psi=-83,7(7)$ $\sigma\chi=196,9$ $e\chi=0,34$
 $c\chi=0,00$ $N2=214,5$ $M2\chi=-85,2$ $M2\psi=-80,8(15)$ $\sigma\psi=244,2$ $\varepsilon\psi=0,34$
 $c\psi=0,00$ $M\chi_{\text{Max}}=26,3(15)$ $As\psi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\psi=186,0$ $M\psi_{\text{Max}}=21,0(7)$ $As\chi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\chi=186,0$
 Ελεγχος διάτρησης: $vr\Delta1 = 177,5 \text{ KN/M} > vs\Delta = Vs\Delta/u = 231,2\text{KN}/3,04\text{M} = 76,1$
 KN/M $N_{\text{Max}}=230,3$ (5) $tr=0,0$
 $e\chi_{\text{Max}}=0,37$ $e\psi_{\text{Max}}=1,00$ $e\chi=0,21$ $e\psi=0,71$ $e\chi^2+e\psi^2=0,55 < 1/9$

πεδίο= 8 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=8

ΤΦ	N	M $\chi1$	M $\chi2$	M $\psi1$	M $\psi2$	V χ		
	V ψ G	-160,9	-33,2	-33,9	43,0	43,4		
		0,7	0,3					
Q		-19,5	-4,0	-4,1	5,2	5,3	-0,1	0,1
$\Sigma\chi1$		-14,7	-1,5	-1,5	33,3	43,9	0,0	10,6
$\Sigma\psi1$		27,1	-57,8	-90,3	-7,2	-6,4	-32,6	0,8
$\Sigma\chi2$		-16,1	6,0	10,1	33,3	43,7	4,1	10,4
$\Sigma\psi2$		28,9	-67,1	-104,7	-7,2	-6,1	-37,6	1,1

$L\chi=1,30$ $L\psi=2,25$ $\eta=0,80$ $\Delta\chi=0,35$ $\Delta\psi=0,50$ $N\sigma\tau=133,6$ $N\alpha=108,4$
 $+Pf=37,7$ $N1=204,4$ $M1\chi=28,1$ $M1\psi=45,5(16)$ $\sigma\chi=140,0$ $e\chi=0,19$
 $c\chi=0,40$ $N2=157,6$ $M2\chi=-95,4$ $M2\psi=51,0(6)$ $\sigma\psi=236,9$ $\varepsilon\psi=0,50$
 $c\psi=0,00$ $M\chi_{\text{Max}}=78,2(6)$ $As\psi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\psi=186,0$ $M\psi_{\text{Max}}=44,8(16)$ $As\chi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\chi=186,0$
 Ελεγχος διάτρησης: $vr\Delta1 = 177,5 \text{ KN/M} > vs\Delta = Vs\Delta/u = 241,8\text{KN}/5,03\text{M} = 48,1$
 KN/M $N_{\text{Max}}=223,7$ (17) $tr=0,0$
 $e\chi_{\text{Max}}=0,68$ $e\psi_{\text{Max}}=0,40$ $e\chi=0,45$ $e\psi=0,22$ $e\chi^2+e\psi^2=0,25 < 1/9$

πεδίο= 9 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=9

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ
	G	-165,3	-33,5	-33,6	43,9	44,9	-
O,1		1,0					
Q		-21,7	-4,5	-4,6	6,0	6,3	-0,1
Σ _{χ1}		-109,2	-19,2	-18,1	70,9	93,1	1,1
Σ _{ψ1}		-12,5	-62,5	-92,4	2,2	1,9	-29,9
Σ _{χ2}		-110,5	-11,6	-6,6	73,1	96,3	5,0
Σ _{ψ2}		-10,9	-72,0	-	-0,5	-2,0	-34,8
							106,7

L_χ=1,38 L_ψ=2,40 η=0,80 Δ_χ=0,35 Δ_ψ=0,50 N_{στ}=138,5 N_α=130,4
 +P_f=42,6 N₁=209,3 M_{1χ}=30,5 M_{1ψ}=72,3(17) σ_χ=153,0 ε_χ=0,29
 c_χ=0,43 N₂=231,1 M_{2χ}=-113,4 M_{2ψ}=71,3(14) σ_ψ=192,0 ε_ψ=0,42
 c_ψ=0,00 M_χM_{αχ}=73,9(14) A_{σψ}=12,0 Φ_{14/12} = 12,8(ρ=1,60□)
 M_rΔ_ψ=186,0 M_ψM_{αχ}=58,1(17) A_{σχ}=12,0 Φ_{14/12} = 12,8(ρ=1,60□)
 M_rΔ_χ=186,0

Ελεγχος διάτρησης: vr_{Δ1} = 177,5 KN/M > vs_Δ = V_sΔ/u = 338,3KN/5,03M = 67,3
 KN/M N_{Mαχ}=310,6 (10) tr=0,0
 ε_χM_{αχ}=0,61 ε_ψM_{αχ}=0,40 ε_χ=0,38 ε_ψ=0,21 ε_χ²+ε_ψ²=0,19 < 1/9

πεδίο=10 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=10

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ
G		-180,3	0,1	0,5	-1,5	-2,9	0,4
Q		-37,4	-0,2	-0,4	-0,4	-0,7	-0,2
Σ _{χ1}		89,4	3,0	3,8	76,4	111,4	0,8
Σ _{ψ1}		-10,1	-81,4	-122,7	-1,4	-1,4	-41,3
Σ _{χ2}		92,2	7,5	10,5	79,9	116,7	3,1
Σ _{ψ2}		-13,6	-86,9	-131,0	-5,8	-7,9	-44,2

L_χ=1,60 L_ψ=1,65 η=1,50 Δ_χ=0,45 Δ_ψ=0,50 N_{στ}=161,3 N_α=145,8
 +P_f=63,3 N₁=125,3 M_{1χ}=27,3 M_{1ψ}=74,9(3) σ_χ=235,7 ε_χ=0,42 c_χ=0,00
 N₂=314,0 M_{2χ}=-33,7 M_{2ψ}=-83,5(13) σ_ψ=165,3 ε_ψ=0,09
 c_ψ=0,00 M_χM_{αχ}=21,8(13) A_{σψ}=22,5 Φ_{18/11} = 23,1(ρ=1,54□)
 M_rΔ_ψ=637,2 M_ψM_{αχ}=32,3(3) A_{σχ}=22,5 Φ_{18/11} = 23,1(ρ=1,54□)
 M_rΔ_χ=637,2

Ελεγχος διάτρησης: vr_{Δ1} = 336,1 KN/M > vs_Δ = V_sΔ/u = 342,5KN/4,44M = 77,2
 KN/M N_{Mαχ}=325,6 (13) tr=0,0
 ε_χM_{αχ}=0,47 ε_ψM_{αχ}=0,60 ε_χ=0,30 ε_ψ=0,36 ε_χ²+ε_ψ²=0,22 < 1/9

πεδίο=11 ΣΤΑΘΜΗ: : : = 1 υποστ.=11

ΤΦ	N	M _{χ1}	M _{χ2}	M _{ψ1}	M _{ψ2}	V _χ	V _ψ
	G	-119,6	-10,9	-11,9	11,9	13,1	-
1,1							1,2

Q -15,3 -1,3 -1,4 1,7 2,1 -0,1 0,3
 Σχ1 -90,5 -8,2 -9,7 53,0 74,7 -1,6 21,7
 Σψ1 -51,1 -36,2 -51,0 5,3 6,5 -14,8 1,2
 Σχ2 -91,6 -4,1 -3,8 57,6 81,4 0,3 23,8
 Σψ2 -49,7 -41,3 -58,4 -0,3 -1,7 -17,1 -1,5

Lχ=1,64 Lψ=1,62 η=0,80 Δχ=0,40 Δψ=0,40 Nστ=99,9 Nα=96,8
 +Pf=34,3 N1=240,7 M1χ=-31,2 M1ψ=68,2(2) σχ=239,3 εχ=0,25
 cχ=0,64 N2=212,1 M2χ=-54,7 M2ψ=30,6(14) σψ=156,1 εψ=0,22
 cψ=0,65 MχΜαχ=103,7(14) Ασψ=12,0 Φ14/12 = 12,8(ρ=1,60□)
 MrΔψ=186,0 MψΜαχ=163,9(2) Ασχ=12,0 Φ14/12 = 12,8(ρ=1,60□)
 MrΔχ=186,0

Ελεγχος διάτρησης: vrΔ1 = 177,5 KN/M > vsΔ = VsΔ/u = 268,5KN/2,64M = 101,8
 KN/M NΜαχ=248,5 (10) tr=0,0
 εχΜαχ=0,47 εψΜαχ=1,00 εχ=0,29 εψ=0,61 εχ²+εψ²=0,46 < 1/9

πεδίλο=12 ΣΤΑΘΜΗ: :: = 1 υποστ.=12

 TΦ N Mχ1 Mχ2 Mψ1 Mψ2 Vχ
 Vψ G -196,6 -0,5 -0,8 1,3 2,3
 -0,3 1,0
 Q -29,3 -0,1 -0,2 -0,1 -0,1 -0,1 -0,1
 Σχ1 61,4 -0,5 -1,5 59,6 89,6 -1,0 30,0
 Σψ1 -65,7 -29,4 -44,8 0,3 1,1 -15,3 0,8
 Σχ2 68,1 1,1 0,9 64,9 97,6 -0,3 32,7
 Σψ2 -74,0 -31,4 -47,8 -6,3 -8,8 -16,3 -2,5

Lχ=1,90 Lψ=1,35 η=0,80 Δχ=0,45 Δψ=0,35 Nστ=167,3 Nα=164,3
 +Pf=33,2 N1=184,2 M1χ=-9,9 M1ψ=60,9(2) σχ=248,8 εχ=0,29 cχ=0,00
 N2=320,3 M2χ=-32,3 M2ψ=-24,5(15) σψ=187,4 εψ=0,09
 cψ=0,22 MχΜαχ=41,9(15) Ασψ=12,0 Φ14/12 = 12,8(ρ=1,60□)
 MrΔψ=186,0 MψΜαχ=56,4(2) Ασχ=12,0 Φ14/12 =
 12,8(ρ=1,60□) MrΔχ=186,0

Ελεγχος διάτρησης: vrΔ1 = 177,5 KN/M > vsΔ = VsΔ/u = 357,0KN/8,95M = 39,9
 KN/M NΜαχ=330,7 (15) tr=0,0
 εχΜαχ=0,22 εψΜαχ=0,47 εχ=0,14 εψ=0,31 εχ²+εψ²=0,12 < 1/9

πεδίλο=13 ΣΤΑΘΜΗ: :: = 1 υποστ.=13

 TΦ N Mχ1 Mχ2 Mψ1 Mψ2 Vχ
 Vψ G -239,1 -2,7 -4,9 -1,2 -2,4
 -2,2 -1,2
 Q -38,1 -1,1 -2,0 -0,1 -0,3 -0,9 -0,1
 Σχ1 -17,4 1,0 0,6 88,7 131,9 -0,4 43,1
 Σψ1 -60,5 -49,8 -75,5 -0,9 -0,7 -25,8 0,2
 Σχ2 -21,1 -1,4 -3,1 95,6 142,2 -1,7 46,6
 Σψ2 -56,0 -46,8 -70,9 -9,4 -13,4 -24,2 -4,1

$L\chi=1,99$ $L\psi=1,45$ $\eta=0,80$ $\Delta\chi=0,50$ $\Delta\psi=0,40$ $N\sigma\tau=205,3$ $N\alpha=193,9$
 $+Pf=37,8$ $N1=312,8$ $M1\chi=-17,7$ $M1\psi=87,2(2)$ $\sigma\chi=246,2$ $\epsilon\chi=0,25$ $c\chi=0,00$
 $N2=339,5$ $M2\chi=-51,0$ $M2\psi=18,0(14)$ $\sigma\psi=195,1$ $\epsilon\psi=0,14$
 $c\psi=0,22$ $M\chi Ma\chi=46,3(14)$ $As\psi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\psi=186,0$ $M\psi Ma\psi=59,2(2)$ $As\chi=12,0$ $\Phi14/12 =$
 $12,8(\rho=1,60\Box)$ $Mr\Delta\chi=186,0$
 Ελεγχος διάτρησης: $vr\Delta1 = 177,5$ KN/M $>$ $vs\Delta = Vs\Delta/u = 381,1$ KN/9,15M = 41,6
 KN/M $NMa\chi=356,0$ (6) $tr=0,0$
 $\epsilon\chi Ma\chi=0,20$ $\epsilon\psi Ma\psi=0,37$ $\epsilon\chi=0,12$ $\epsilon\psi=0,23$ $\epsilon\chi^2+\epsilon\psi^2=0,07 < 1/9$

πεδίο=14 ΣΤΑΘΜΗ: :: = 1 υποστ.=14

TΦ	N	M $\chi1$	M $\chi2$	M $\psi1$	M $\psi2$	V χ
	V ψ G	-119,0	-9,7	-11,6	-8,5	-9,4
		-1,9	-0,8			
Q	-10,8	-1,0	-1,2	-0,8	-0,9	-0,3
Σ $\chi1$	74,2	5,5	5,1	49,9	71,5	-0,4
Σ $\psi1$	-43,3	-39,7	-57,5	-3,0	-2,6	-17,8
Σ $\chi2$	73,7	1,0	-1,7	53,3	76,7	-2,6
Σ $\psi2$	-42,7	-34,0	-	-7,3	-9,1	-15,0
			49,0			

$L\chi=1,52$ $L\psi=1,51$ $\eta=0,80$ $\Delta\chi=0,40$ $\Delta\psi=0,40$ $N\sigma\tau=96,1$ $N\alpha=91,9$
 $+Pf=29,9$ $N1=191,0$ $M1\chi=-4,3$ $M1\psi=-58,3(4)$ $\sigma\chi=238,9$ $\epsilon\chi=0,27$
 $c\chi=0,43$ $N2=194,5$ $M2\chi=-45,0$ $M2\psi=-32,6(15)$ $\sigma\psi=160,6$ $\epsilon\psi=0,20$
 $c\psi=0,43$ $M\chi Ma\chi=65,7(15)$ $As\psi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\psi=186,0$ $M\psi Ma\psi=101,3(4)$ $As\chi=12,0$ $\Phi14/12 = 12,8(\rho=1,60\Box)$
 $Mr\Delta\chi=186,0$
 Ελεγχος διάτρησης: $vr\Delta1 = 177,5$ KN/M $>$ $vs\Delta = Vs\Delta/u = 239,7$ KN/2,64M = 90,9
 KN/M $NMa\chi=224,0$ (5) $tr=0,0$
 $\epsilon\chi Ma\chi=0,43$ $\epsilon\psi Ma\psi=0,92$ $\epsilon\chi=0,28$ $\epsilon\psi=0,60$ $\epsilon\chi^2+\epsilon\psi^2=0,44 < 1/9$

Στατικός υπολογισμός ξύλινης στέγης

ΤΟ ΥΛΙΚΟ

Ξυλεία C16

Ειδικό βάρος 2,90 = KN/M³

Μέτρο Ελαστικότητας E05 = 4,7 GPa

Χαρακτηριστικές τιμές αντοχής παράλληλα στις ίνες:

θλιπτική αντοχή $f_{c,0,K} = 16000$ KPa

εφελκυστική αντοχή $f_{t,0,K} = 8000$

KPa καμπτική αντοχή $f_{M,\psi,K} =$

14000 KPa διατμητική αντοχή $f_{v,K} =$

1700 KPa συντελεστής ασφάλειας γ_M

= 1,30

ΕΦΑΡΜΟΖΟΜΕΝΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ:

Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων (B,Δ,

10/12/45) Ευρωκώδικας 5 για κατασκευές από Δομική

ξύλεια

- Γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε διάτμηση, κάμψη, θλίψη και λυγισμό,

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

Διαστάσεις ζευκτου: Ανοιγμα = 6,00 Μ Ύψος = 1,80

Μ κλίση στέγης = 31,0° = 60,0%

Απόσταση πλαισίων = 2,00

Μ Απόσταση τεγίδων = 1,00 Μ

ΦΟΡΤΙΑ:

Σταθερό (σανίδωμα, κεραμίδια) $g = 1,30 \text{ KN/M}^2$

Ωφέλιμο (χιόνι, εργάτες) $q = 0,65 \text{ KN/M}^2$

Ανεμος $W_0 = -1,25 \text{ KN/M}^2$, συντελεστής υφαρπαγής = 0,6

Εργάτη (σημειακό) $P_e = 1,00 \text{ KN}$

Συνδυασμοί Φόρτισης:

1: 1,00G + 1,00Q + 0,00W

2: 1,00G + 0,00Q + 1,00W

3: 1,00G + 0,90Q + 0,90W

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ:

A/A	T	ΔΙΑΣΤ,	ΣΦ	N	M1	M2	V	KM	Kv
KL									
cM/cM		KN	KNM	KNM	KN				

1	S	12/12	1	20,53	0,58	0,02	-0,37	0,420	0,020 0,000
2		7,76	0,21	0,01	-0,14	0,157	0,007	0,000	
3		13,68	0,39	0,01	-0,25	0,279	0,013	0,000	
2	S	12/12	1	20,53	0,02	0,03	0,01	0,244	0,000 0,000
2		7,76	0,01	0,02	0,00	0,095	0,000	0,000	
3		13,68	0,01	0,02	0,01	0,164	0,000	0,000	
3	S	12/12	1	20,52	0,01	0,02	0,01	0,242	0,000 0,000
2		7,74	-0,00	0,01	0,01	0,093	0,000	0,000	
3		13,67	0,01	0,02	0,01	0,162	0,000	0,000	
4	S	12/12	1	20,52	0,02	0,58	0,37	0,420	0,020 0,000
2		7,74	0,01	0,22	0,14	0,157	0,007	0,000	
3		13,67	0,02	0,39	0,25	0,279	0,013	0,000	
5	A	12/12	1	-23,77	-0,28	-0,79	2,91	0,382	0,155 0,536
2		-8,98	-0,38	-0,57	2,17	0,186	0,115	0,249	
3		-15,84	-0,44	-0,77	2,92	0,257	0,155	0,364	
6	A	12/12	1	-15,77	-0,78	-0,84	3,21	0,281	0,170 0,387
2		-5,97	-0,56	-0,59	2,29	0,191	0,122	0,233	
3		-10,51	-0,77	-0,81	3,13	0,263	0,166	0,336	
7	A	12/12	1	-15,77	-0,84	-0,79	3,28	0,280	0,174 0,386
2		-5,97	-0,59	-0,57	2,32	0,191	0,123	0,233	
3		-10,52	-0,81	-0,77	3,18	0,263	0,169	0,336	
8	A	12/12	1	-23,76	-0,78	-0,28	3,58	0,383	0,190 0,537

2 -8,97 -0,56 -0,38 2,45 0,184 0,130 0,246
 3 -15,83 -0,77 -0,44 3,39 0,255 0,180 0,361
 9 0 12/12 1 0,46 0,00 -0,00 -0,00 0,0005 0,000 0,000
 2 0,22 0,00 -0,00 -0,00 0,0003 0,000 0,000
 3 0,33 0,00 -0,00 -0,00 0,0004 0,000 0,000
 10 0 12/12 1 8,56 0,00 -0,00 -0,00 0,097 0,000 0,000
 2 3,32 0,00 -0,00 -0,00 0,037 0,000 0,000
 3 5,75 0,00 -0,00 -0,00 0,065 0,000 0,000
 11 0 12/12 1 0,45 -0,00 0,00 0,00 0,0005 0,000 0,000
 2 0,21 -0,00 0,00 0,00 0,0002 0,000 0,000
 3 0,32 -0,00 0,00 0,00 0,0004 0,000 0,000
 12 Δ 12/12 1 -8,16 -0,00 0,00 0,00 0,007 0,000 0,064
 2 -3,06 -0,00 0,00 0,00 0,0005 0,000 0,027
 3 -5,43 -0,00 0,00 0,00 0,0006 0,000 0,044
 13 Δ 12/12 1 -8,14 -0,00 0,00 0,00 0,007 0,000 0,064
 2 -3,05 -0,00 0,00 0,00 0,0005 0,000 0,027
 3 -5,41 -0,00 0,00 0,00 0,0006 0,000 0,044

Μέγιστο βέλος κάμψης = 0,37cM < 300,00cM/200 =

1,50cM OK Αντιδράσεις στις στηρίξεις ανά φόρτιση σε KN
 κόμβος G Q W
 1 11,05 4,37 -5,25
 5 11,05 4,37 -5,25

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Αμείβοντας (Μέλος = 8, Δυσμεν, Συνδ, Φόρτισης = 1)

- Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

$N = -23,76 \text{ KN}$ $M_{\psi} = 1,13 \text{ KNM}$, $V_z = 3,58 \text{ KN}$

- Ιδιότητες και γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής

$b = 0,120 \text{ M}$ $\eta = 0,120 \text{ M}$

$A = 0,01440 \text{ M}^2$ $W_{\psi} = 0,0002880 \text{ M}^3$

$I_{\psi} = 0,000017280 \text{ M}^4$ $I_z = 0,000017280 \text{ M}^4$ $i_{\psi} = 0,035 \text{ M}$ $i_z = 0,035 \text{ M}$

$f_{toK} = 8000,0 \text{ KPa}$ $f_{coK} = 16000,0 \text{ KPa}$ $f_{M\psi K} = 14000,0 \text{ KPa}$ $f_{vK} =$

$1700,0 \text{ KPa}$ $f_{to\Delta} = 6153,8 \text{ KPa}$ $f_{co\Delta} = 12307,7 \text{ KPa}$ $f_{M\psi\Delta} = 10769,2 \text{ KPa}$ $f_{v\Delta} =$

$1307,7 \text{ KPa}$

- Έλεγχος διατομής σε κάμψη με αξονική θλίψη

$\sigma_{M\psi\Delta} = M_{\psi}/W_{\psi} = 3934,8 \text{ KN/M}^2$

$\sigma_{co\Delta} = N/(b\eta) = 23,76/(0,120,12) = 1649,79 \text{ KN/M}^2$

$(5,1,10a) \Rightarrow (\sigma_{co\Delta}/f_{co\Delta})^2 + \sigma_{M\psi\Delta}/f_{M\psi\Delta} = (1650/12308)^2 + 3935/10769 = 0,38$

- Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

$\tau_{\Delta} = 3,58/(0,120,12) = 248,55 \text{ KN/M}^2$

$\tau_{\Delta}/f_{v\Delta} = 0,19$

- Έλεγχος διατομής σε λυγισμό

$L_{e\psi} = 1,001,75 \text{ M}$ $\lambda_{reL,\psi} = 0,94$ $K_{c\psi} =$

$0,781$ $L_{enz} = 1,001,75 \text{ M}$ $\lambda_{reL,z} = 0,94$

$K_{cz} = 0,781$

$(5,2,1e) \Rightarrow \sigma_{co\Delta}/(K_{c\psi}z f_{co\Delta}) + \sigma_{M\psi\Delta}/f_{M\psi\Delta} = 1650/(0,781 \cdot 12308) +$

$3935/10769 = 0,54$

Ορθοστάτης (Μέλος = 10, Δυσμεν,Συνδ,Φόρτισης = 1)

- Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

$$N = 8,56 \text{ KN } M_{\psi} = 0,00 \text{ KNM}, V_z = -0,00 \text{ KN}$$

- Ιδιότητες και γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής

$$b = 0,120 \text{ M } \eta = 0,120 \text{ M}$$

$$A = 0,01440 \text{ M}^2 W_{\psi} = 0,0002880 \text{ M}^3$$

$$I_{\psi} = 0,000017280 \text{ M}^4 I_z = 0,000017280 \text{ M}^4 i_{\psi} = 0,035 \text{ M } i_z = 0,035 \text{ M}$$

$$f_{toK} = 8000,0 \text{ KPa } f_{coK} = 16000,0 \text{ KPa } f_{M_{\psi}K} = 14000,0 \text{ KPa } f_{vK} =$$

$$1700,0 \text{ KPa } f_{to\Delta} = 6153,8 \text{ KPa } f_{co\Delta} = 12307,7 \text{ KPa } f_{M_{\psi}\Delta} = 10769,2 \text{ KPa } f_{v\Delta}$$

$$= 1307,7 \text{ KPa}$$

- Έλεγχος διατομής σε κάμψη με αξονικό εφελκυσμό

$$\sigma_{M_{\psi}\Delta} = M_{\psi}/W_{\psi} = 0,0 \text{ KN/M}^2$$

$$\sigma_{to\Delta} = N/(b\eta) = -8,56/(0,120,12) = 594,45 \text{ KN/M}^2$$

$$(5,1,9a) \Rightarrow \sigma_{to\Delta}/f_{co\Delta} + \sigma_{M_{\psi}\Delta}/f_{M_{\psi}\Delta} = 594/6154 + 0/10769 = 0,10$$

- Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

$$\tau_{\Delta} = 0,00/(0,120,12) = 0,00 \text{ KN/M}^2$$

$$\tau_{\Delta}/f_{v\Delta} = 0,00$$

Διαγώνιος (Μέλος = 12, Δυσμεν,Συνδ,Φόρτισης = 1)

- Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

$$N = -8,16 \text{ KN } M_{\psi} = 0,02 \text{ KNM}, V_z = 0,00 \text{ KN}$$

- Ιδιότητες και γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής

$$b = 0,120 \text{ M } \eta = 0,120 \text{ M}$$

$$A = 0,01440 \text{ M}^2 W_{\psi} = 0,0002880 \text{ M}^3$$

$$I_{\psi} = 0,000017280 \text{ M}^4 I_z = 0,000017280 \text{ M}^4 i_{\psi} = 0,035 \text{ M } i_z = 0,035 \text{ M}$$

$$f_{toK} = 8000,0 \text{ KPa } f_{coK} = 16000,0 \text{ KPa } f_{M_{\psi}K} = 14000,0 \text{ KPa } f_{vK} =$$

$$1700,0 \text{ KPa } f_{to\Delta} = 6153,8 \text{ KPa } f_{co\Delta} = 12307,7 \text{ KPa } f_{M_{\psi}\Delta} = 10769,2 \text{ KPa } f_{v\Delta}$$

$$= 1307,7 \text{ KPa}$$

- Έλεγχος διατομής σε κάμψη με αξονική θλίψη

$$\sigma_{M_{\psi}\Delta} = M_{\psi}/W_{\psi} = 55,5 \text{ KN/M}^2$$

$$\sigma_{co\Delta} = N/(b\eta) = 8,16/(0,120,12) = 566,39 \text{ KN/M}^2$$

$$(5,1,10a) \Rightarrow (\sigma_{co\Delta}/f_{co\Delta})^2 + \sigma_{M_{\psi}\Delta}/f_{M_{\psi}\Delta} = (566/12308)^2 + 55/10769 = 0,01$$

- Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

$$\tau_{\Delta} = 0,00/(0,120,12) = 0,00 \text{ KN/M}^2$$

$$\tau_{\Delta}/f_{v\Delta} = 0,00$$

- Έλεγχος διατομής σε λυγισμό

$$L_{e\psi} = 1,001,75 \text{ M } \lambda_{reL,\psi} = 0,94 \text{ Kc}_{\psi} =$$

$$0,781 \text{ L}_{e_z} = 1,001,75 \text{ M } \lambda_{reL,z} = 0,94$$

$$\text{Kc}_z = 0,781$$

$$(5,2,1e) \Rightarrow \sigma_{co\Delta}/(\text{Kc}_{\psi} z f_{co\Delta}) + \sigma_{M_{\psi}\Delta}/f_{M_{\psi}\Delta} = 566/(0,781 \cdot 12308) + 55/10769 = 0,06$$

Στρωτήρας (Μέλος = 4, Δυσμεν,Συνδ,Φόρτισης = 1)

- Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

$$N = 20,52 \text{ KN } M_{\psi} = 0,58 \text{ KNM}, V_z = 0,37 \text{ KN}$$

- Ιδιότητες και γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής

$$b = 0,120 \text{ M } \eta = 0,120 \text{ M}$$

$$A = 0,01440 \text{ M}^2 W_{\psi} = 0,0002880 \text{ M}^3$$

$$I_{\psi} = 0,000017280 \text{ M}^4 I_z = 0,000017280 \text{ M}^4 i_{\psi} = 0,035 \text{ M } i_z = 0,035 \text{ M}$$

$$f_{toK} = 8000,0 \text{ KPa } f_{coK} = 16000,0 \text{ KPa } f_{M_{\psi}K} = 14000,0 \text{ KPa } f_{vK} =$$

1700,0 ΚΡα $f_{to\Delta} = 6153,8$ ΚΡα $f_{co\Delta} = 12307,7$ ΚΡα $f_{M\psi\Delta} = 10769,2$ ΚΡα $f_{v\Delta} = 1307,7$ ΚΡα

- Έλεγχος διατομής σε κάμψη με αξονικό εφελκυσμό

$$\sigma_{M\psi\Delta} = M\psi/W\psi = 2029,7 \text{ KN/M}^2$$

$$\sigma_{to\Delta} = N/(b\eta) = -20,52/(0,120,12) = 1424,82 \text{ KN/M}^2$$

$$(5,1,9a) \Rightarrow \sigma_{to\Delta}/f_{co\Delta} + \sigma_{M\psi\Delta}/f_{M\psi\Delta} = 1425/6154 + 2030/10769 = 0,42$$

- Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

$$\tau_{\Delta} = 0,37/(0,120,12) = 25,95 \text{ KN/M}^2$$

$$\tau_{\Delta}/f_{v\Delta} = 0,02$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΓΙΔΩΝ

Διαστάσεις: $b = 0,060$ Μ, $\eta = 0,120$ Μ, μήκος $L = 2,00$ Μ

Ομοιόμορφο φορτίο: $q = (1,001,30 + 1,000,63)1,00 = 1,93$

ΚΝ/Μ² Σημειακό φορτίο στο μέσον: $P = 1,00P_e = 1,00$ ΚΝ

Ροπή μονοπάκτου $M = qL^2/14 + PL/4 = 1,05$ ΚΝ

- Έλεγχος κάμψης:

$$\sigma_{M\psi\Delta}/f_{M\psi\Delta} = (M/W)/(f_{M\psi K}/\gamma M) = (1,05/0,000144)/(14000/1,30) = 0,677 !$$

- Βέλος κάμψης από Μόνιμα + Κινητά:

$$\delta_{Max} = 1001/184,62,422,00^4/(47000000,00000864) = 0,52\text{cM} \leq 200/200 = 1,00\text{cM} !$$

Βιβλιογραφία – Πηγές

- ❖ Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Ο.Α.Σ.Π. ΦΕΚ 3197/Β/22-6-2022 - 3^ο Αναθεώρηση ΚΑΝ.ΕΠΕ, Ο.Α.Σ.Π. - ΦΕΚ 3197/Β/22-6-2022
- ❖ Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000).
- ❖ Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000).
- ❖ Τριανταφύλλου Αθ. , «Ενίσχυσης Κατασκευών Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά» , Πάτρα, (2003).
- ❖ Σπυράκος Κ. , «Ενίσχυσης Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία , ΤΕΕ. Αθήνα (2004).
- ❖ Δρίτσος Σ., «Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων.», ΤΕΕ, Αθήνα (2007).
- ❖ Ψυχάρης Γ., «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα «Αντισεισμική Τεχνολογία II», Αθήνα (2010).
- ❖ Κοσμόπουλου Α., «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και ενίσχυσης μη-κανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος » , Πάτρα (2005).
- ❖ Καϊρης Στέφανος, Χατζηβασιλειάδης Αναστάσιος, «Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος», 14ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα, (2008).
- ❖ Αθανασοπούλου Έλενα και Μαραμπέας Ιωάννης, «Σχεδιασμός Κτιρίου με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954, προσθήκη ορόφου κατά ΕΑΚ/ΕΚΩΣ και αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.», 20ο Φοιτητικό Συνέδριο: Ενισχύσεις και επισκευές Κατασκευών, Πάτρα ,(2014).
- ❖ Γκολφινόπουλου Α., «Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κατασκευής

Οπλισμένου Σκυροδέματος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.» ,ΕΑΠ, Πάτρα (2014).

- ❖ Κουγιούφας Κ., «Σεισμική αποτίμηση και ανασχεδιασμός κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.», ΕΑΠ, Πάτρα (2013).
- ❖ Καίρης Σ., Χατζηβασιλειάδης Α., «Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος» , Πάτρα (2008).

Websites

- ❖ https://oasp.gr/sites/default/files/inline-files/%CE%9A%CE%91%CE%9D%CE%95%CE%A0%CE%95_2022.pdf
- ❖ https://www.ggde.gr/index.php?option=com_docman
- ❖ <https://docplayer.gr/205927-Dialexi-kef-1-kai-2-pedio-efarmogis-vasikes-arhes-kritiria-diadikasies.html>
- ❖ <http://old.domiki.gr/seismoi/methodoi1.htm>
- ❖ https://www.scadapro.com/wp-down/download/22/meleti_apotimisis_kanepa_6.pdf
- ❖ <https://ktirio.gr/>
- ❖ www.alfakat.gr
- ❖ <https://www.epidomos.gr/>

Ευχαριστώ!