

Ο.Α.Σ.Π.

**ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΑΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΜΕ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ
ΤΟΥ Ν.Ε.Α.Κ.**

**ΠΟΛΥΟΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ
ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΔΑΠΕΔΑ**

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

ΣΧΕΔΙΑ

ΤΕΥΧΟΣ Ι

ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 1994

Α.Σ.Καραμάνος	Πολιτικός Μηχανικός
Α.Η.Καρδάρ	Δρ Πολιτικός Μηχανικός
Ε.Η.Καρδάρ	Πολιτικός Μηχανικός
Θ.Γ.Τσιμώνος	Πολιτικός Μηχανικός

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟΥ

Αντικείμενο της παρούσας μελέτης αποτελεί ο πλήρης στατικός και αντισεισμικός υπολογισμός ενός πολυορόφου κτιρίου γραφείων με μεταλλικό φέροντα σκελετό, με έμφαση στην εφαρμογή των διατάξεων του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ).

Καταβλήθηκε προσπάθεια ώστε ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός του κτιρίου να ικανοποιεί τις προδιαγραφές που ισχύουν στη χώρα μας για σύγχρονα κτίρια γραφείων, ούτως ώστε το κτίριο να μπορεί να θεωρηθεί σε ικανοποιητικό βαθμό αντιπροσωπευτικό της κατηγορίας του. Κρίθηκε ότι, κατ'αυτόν τον τρόπο, θα υπάρχει δυνατότητα εξαγωγής κάποιων γενικότερων συμπερασμάτων για την εφαρμοσιμότητα των διατάξεων του ΝΕΑΚ αναφορικά με πολυόροφα κτίρια γραφείων καθώς και για κτίρια συναφών χρήσεων.

Έτσι, με βάση το παραπάνω σκεπτικό, επιλέχθηκε κτίριο πανταχόθεν ελεύθερο, αρχιτεκτονικών διαστάσεων σε κάτοψη 37m x 19m περίπου, 4 ορόφων, με ύψος ισόγειου 5m και ύψος τυπικού ορόφου 4m. Το κτίριο είναι συμμετρικό και κανονικό τόσο σε κάτοψη όσο και σε τομή.

Η διάταξη των ορόφων είναι ανοικτού τύπου με ελαφρά διαχωριστικά, ενώ το κλιμακοστάσιο, οι ανελκυστήρες, τα φρεάτια αγωγών εγκαταστάσεων και οι αποθηκευτικοί χώροι εντάσσονται σε πυρήνα στο κέντρο εν κατόψει του κτιρίου. Το περίβλημα του κτιρίου (όψεις) προβλέπεται να είναι ελαφρού

τύπου με υαλοστάσιο καθόλο το ύψος, που φέρεται επί μεταλλικού σκελετού εκ κοιλοδοκών.

Απο άποψη στατικού συστήματος δαπέδου, τα δάπεδα συνίστανται απο σύμμικτες πλάκες στις οποίες διαστρώνεται σκυρόδεμα μικρού πάχους επί πτυχωτών χαλυβδόφυλλων. Τα τελευταία φέρονται επί μεταλλικών δοκών. Προ της σκλήρυνσης του σκυροδέματος, το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων καθώς και του νωπού σκυροδέματος, αναλαμβάνεται απο τα πτυχωτά χαλυβδόφυλλα, ενώ μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος τα λοιπά πρόσθετα μόνιμα καθώς και τα κινητά φορτία αναλαμβάνονται απο τη σύμμικτη διατομή. Η συνεργασία των δυο υλικών εξασφαλίζεται χάρη στη συνάφεια που αναπτύσσεται μεταξύ σκυροδέματος και του ειδικής διαμόρφωσης πτυχωτού χαλυβδόφυλλου.

Με το σύστημα αυτό επιτυγχάνεται μείωση του νεκρού φορτίου των δαπέδων και συνακόλουθα ελάφρυνση του μεταλλικού σκελετού και της θεμελίωσης. Επίσης επιτυγχάνεται μείωση του χρόνου και κόστους κατασκευής, λόγω της χρήσης του πτυχωτού χαλυβδόφυλλου ως ξυλοτύπου για την έγχυση του σκυροδέματος καθώς και ως δαπέδου εργασίας.

Όπως προαναφέρθηκε, τα πτυχωτά χαλυβδόφυλλα φέρονται επί μεταλλικών δοκών (πού διατάσσονται σε απόσταση 2m μεταξύ τους) στο άνω πέλμα των οποίων συγκολλούνται στο εργοτάξιο ειδικοί διατμητικοί σύνδεσμοι μορφής κοχλίας. Στη φάση που το σκυρόδεμα είναι ακόμα νωπό, τα ίδια βάρη νωπού σκυροδέματος, πτυχωτών χαλυβδόφυλλων και μεταλλικών δοκών, αναλαμβάνονται απο τις μεταλλικές δοκούς, ενώ μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος τα πρόσθετα μόνιμα καθώς και τα κινητά φορτία αναλαμβάνονται απο τη σύμμικτη διατομή που αποτελείται απο

τη σύμμικτη πλάκα και τη μεταλλική δοκό. Η συνεργασία αυτή εξασφαλίζεται χάρη στη διατμητική σύνδεση που επιτυγχάνεται με τους ειδικούς συνδέσμους που προναφέρθηκαν.

Η σύμμικτη λειτουργία λαμβάνεται υπολογιστικά υπόψη σε όλες τις δοκούς (είτε κύριες εδραζόμενες επί στύλων είτε δευτερεύουσες εδραζόμενες επί κυρίων δοκών) με εξαίρεση τις δοκούς που αποτελούν ζυγώματα πλαισίων ή κατακορύφων συνδέσμων ακαμψίας.

Με τη παραπάνω σύμμικτη λειτουργία επιτυγχάνονται τα εξής αποτελέσματα:

- 1) Μείωση των διατομών των μεταλλικών δοκών και
- 2) Καλύτερη διαφραγματική λειτουργία σε σχέση με την περίπτωση απλής έδρασης των πλακών επί των μεταλλικών δοκών χωρίς διατμητική σύνδεση. Όπως είναι δε γνωστό η διαφραγματική λειτουργία των δαπέδων στα πολυόροφα κτίρια είναι καθοριστική για τη μεταβίβαση των σεισμικών φορτίων από τα κέντρα των μαζών στα κατακόρυφα στοιχεία ακαμψίας.

Οι μεταλλικές δοκοί τέλος φέρονται επί μεταλλικών στύλων οι οποίοι είναι σε κανονικό κάναβο 6m x 7.2m.

Από άποψη κατακορύφου συστήματος ακαμψίας, για την ανάληψη οριζοντίων δυνάμεων ανέμου και σεισμού, εξετάζονται οι εξής δυο εναλλακτικές λύσεις:

Λύση 1 Παράλληλα προς τη μεγάλη διεύθυνση του κτιρίου διατάσσονται δύο πλαίσια, στις δυο απέναντι πλευρές της περιμέτρου, αποτελούμενα από πέντε φανώματα των 7.2m. Παράλληλα προς τη μικρή διεύθυνση του κτιρίου διατάσσονται επίσης στη περίμετρο (στις δυο απέναντι πλευρές) δυο διαγώνιοι σύνδεσμοι ακαμψίας (χιαστί μορφής) ενός φανώματος 6.0m (μεσαίο φάνωμα).

Λύση 2 Παράλληλα προς τη μεγάλη διεύθυνση του κτιρίου διατάσσονται στη περίμετρο (στις δύο απέναντι πλευρές) δύο έκκεντροι δικτυωτοί σύνδεσμοι ακαμψίας ενός φατνώματος 7.2m (μεσαίο φατνώμα). Παράλληλα προς τη μικρή διεύθυνση διατάσσονται ομοίως, στις δυο απέναντι πλευρές της περιμέτρου, δύο έκκεντροι δικτυωτοί σύνδεσμοι ενός φατνώματος 6.0m ομοίως στο μεσαίο φατνώμα.

Και στις δυο εναλλακτικές λύσεις, με εξαίρεση τις δοκούς που αποτελούν ζυγώματα πλαισίων, οι μεταλλικές δοκοί συνδέονται με τα υποστυλώματα με σύνδεση διάτμησης και οχλοροπής.

Σημειώνεται ότι στις δοκούς που αποτελούν ζυγώμα πλαισίων, διαγωνίων συνδέσμων ακαμψίας και εκκέντρων συνδέσμων ακαμψίας, δεν λαμβάνεται υπόψη υπολογιστικά η σύμμικτη λειτουργία. Τούτο διότι στις δοκούς αυτές είτε προκύπτουν αρνητικές ροπές σε μεγάλο τμήμα του μήκους των (ζυγώματα πλαισίων) είτε προκύπτουν μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις από την σεισμική δράση (ζυγώματα συνδέσμων ακαμψίας). Και στις δύο περιπτώσεις δεν προκύπτει παρασσημαντη αύξηση της φέρουσας ικανότητας των δοκών αυτών αν ληφθεί υπόψη υπολογιστικά η σύμμικτη λειτουργία. Εν τούτοις διατάσσεται και στις δοκούς αυτές ένας ελάχιστος αριθμός διατμητικών συνδέσμων κυρίως για την μεταφορά σε αυτές των σεισμικών φορτίων από τα διαφράγματα. Με τους συνδέσμους αυτούς, εκτός της καλύτερης σύνδεσης διαφραγμάτων και κατακορύφου συστήματος ακαμψίας, επιτυγχάνεται και κάποιος βαθμός σύμμικτης λειτουργίας. Τέλος πρέπει να σημειωθεί ότι η παραπάνω αντιμετώπιση των δοκών αυτών αποτελεί κοινή πρακτική στο σχεδιασμό πολυορόφων κτιρίων στις Η.Π.Α.

Με τις δυο εναλλακτικές λύσεις κατακορύφου συστήματος ακαμψίας που αναφέρθηκαν παραπάνω, καλύπτονται όλα τα συστήματα ακαμψίας για ανάληψη οριζοντίων φορτίων σεισμού και ανέμου που προμοδοτούνται από τον ΝΕΑΚ με υψηλή τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q , δηλαδή πλαίσια, δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα (διαχώνιοι), και δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα. Δεν εξετάσθηκαν δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα τύπου "V" ή "Λ", διότι για αυτούς ο ΝΕΑΚ προδιαγράφει πολύ μικρή τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q που οδηγεί σε μεγάλη σεισμική επιβάρυνση ιδιαίτερα σε πολυόροφα κτίρια. Σημειώνεται ότι η μικρή τιμή του q που προβλέπει ο ΝΕΑΚ στους συνδέσμους αυτούς δικαιολογείται από το γεγονός της μικρής δυνατότητας απορρόφησης σεισμικής ενέργειας στην πλαστική περιοχή που χαρακτηρίζει αυτούς τους συνδέσμους.

Πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι η μεγάλη σεισμική επιβάρυνση των συνδέσμων αυτών οδηγεί σε υπερδιαστασιολόγηση των στοιχείων των συνδέσμων (μεγάλες διατομές στύλων, ζυγωμάτων και διαχωνίων στοιχείων). Έτσι είναι πιθανόν σε ένα πολυόροφο κτίριο, οι μεγάλες απαιτούμενες διατομές να μην υπάρχουν διαθέσιμες στο εμπόριο, και να πρέπει να κατασκευαστούν σύνθετες διασχυκολληθείσες (πράγμα που αυξάνει πολύ τη δαπάνη κατασκευής), ή είναι εναλλακτικά πιθανόν να απαιτηθεί διάταξη μεγαλύτερου αριθμού συνδέσμων σε κάθε διεύθυνση με όλες τις αρχιτεκτονικές μελονεξίες που αυτό συνεπάγεται. Επίσης μια τέτοια επιλογή οδηγεί και σε σημαντικότερη επιβάρυνση της θεμελίωσης.

Τέλος αναφέρεται ότι λόγω του μικρού σχετικά αριθμού

ορόφων του κτιρίου δεν κρίθηκε σκόπιμο να εξετασθούν πιο περίπλοκα συστήματα ακαμψίας όπως συνδυασμός πλαισίων και διαγωνίων συνδέσμων ή πλαισίων και εκκέντρων δικτυωτών συνδέσμων.

Ετσι, με την εξέταση όλων αυτών των εναλλακτικών συστημάτων, θεωρούμε ότι επιτυγχάνεται καλύτερα ο στόχος της εργασίας αυτής, που είναι τόσο η εφαρμογή των διατάξεων του ΝΕΑΚ σε πολυόροφα μεταλλικά κτίρια όσο και η εξαγωγή κάποιων γενικότερων συμπερασμάτων για τη σημασία των διαφόρων εναλλακτικών συστημάτων ακαμψίας και γενικότερα για την εφαρμοσιμότητα των διατάξεων του ΝΕΑΚ σε κτίρια αυτής της κατηγορίας.

Στη θέση αυτή θεωρούμε χρήσιμο να αναφερθούμε στους κανονισμούς φορτίσεων και διαστασιολόγησης που χρησιμοποιήθηκαν. Με την εξαίρεση του ΝΕΑΚ για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, και του νέου κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος για την διαστασιολόγηση των πεδιλοδοκών θεμελίωσης, χρησιμοποιήθηκαν οι Αγγλικοί κανονισμοί και συγκεκριμένα για την φόρτιση του ανέμου και για την διαστασιολόγηση του μεταλλικού σκελετού. Ειδικά όμως το κινητό φορτίο ελήφθη σύμφωνα με τον Ελληνικό κανονισμό φορτίσεως δομικών έργων (ΕΚΦΔΕ) του 1945.

Η επιλογή των Αγγλικών κανονισμών για την φόρτιση ανέμου και για τη διαστασιολόγηση του μεταλλικού σκελετού έγινε για τους εξής λόγους:

1) Ο ισχύων Ελληνικός κανονισμός φορτίσεως δομικών έργων σε ότι αφορά τον άνεμο θεωρείται με τα σημερινά δεδομένα απαξιωμένος επιστημονικά καθόσον δεν ανταποκρίνεται στη σημερινή στάθμη των γνώσεων. Επίσης δεν υπάρχει Ελληνικός

κανονισμός για τη διαστασιολόγηση του μεταλλικού σκελετού.

2) Οι τελευταίοι Αγγλικοί κανονισμοί διαστασιολόγησης μεταλλικών κατασκευών εναρμονίζονται με συνέπεια με τον ΝΕΑΚ αφού έχουν την ίδια βασική φιλοσοφία των οριακών καταστάσεων. Επίσης χαρακτηρίζονται από πληρότητα, υψηλή επιστημονική στάθμη, ευχρηστία και τέλος έχουν εφαρμοσθεί στη πράξη για μια σειρά ετών και η εφαρμοσιμότητα τους δεν αμφισβητείται. Έτσι λοιπόν αναλυτικά χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω κανονισμοί:

- Για την φόρτιση ανέμου CP3:CHAPTER V:PART 2:1972.
- Για τα κινητά φορτία δαπέδων Ελληνικός κανονισμός φορτίσεως δομικών έργων (ΕΚΦΔΕ).
- Για την διαστασιολόγηση του μεταλλικού σκελετού BS 5950:PART 1, PART 3.
- Για την διαστασιολόγηση των συμμίκτων πλακών BS 5950:PART4.
- Για την σεισμική φόρτιση ΝΕΑΚ

Θα πρέπει εδώ να αναφερθεί ότι επελέγη η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III ώστε τα εξαχόμενα συμπεράσματα σχετικά με την αποτελεσματικότητα των διαφόρων κατακορύφων συστημάτων ακαμψίας, να αφορούν και τις ζώνες υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Επίσης επελέγη έδαφος κατηγορίας Β (μέσο έδαφος). Υπολογίσθηκαν δε, κατόπιν δυναμικής ανάλυσης, οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου και για τις δύο λύσεις, και με βάση την μικρότερη ιδιοπερίοδο που προέκυψε και την κατηγορία του εδάφους υπολογίσθηκε το τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού $\beta_d(T)$.

2. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

2.1 Σύμμικτη πλάκα - Σύμμικτες δοκοί - Στύλοι που δεν ανήκουν στο κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας

Οι σύμμικτες δοκοί, οι εσωτερικοί στύλοι στη λύση 1 και οι εσωτερικοί καθώς και ορισμένοι στύλοι της περιμέτρου στη λύση 2, εφόσον δεν ανήκουν στο κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας του κτιρίου, δεν υπολογίσθηκαν για σεισμικές δράσεις αλλά μόνον για τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία των δαπέδων και το ίδιο βάρος αυτών. Η σύμμικτη πλάκα υπολογίσθηκε ομοίως για τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία ενώ η επάρκειά της για ανάληψη και μεταφορά των σεισμικών φορτίων από τα κέντρα μαζών στο κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας είναι αυτονόητη, λόγω της μεγάλης αντοχής του πτυχωτού χαλυβδόφυλλου, του ικανού πάχους σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο, και τέλος λόγω των διατμητικών συνδέσμων που συνδέουν τη σύμμικτη πλάκα με τις δοκούς του σκελετού.

2.2 Κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας λύσης 1

Εχινε στατική επίλυση του συστήματος για κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία, για συνδυασμό ανέμου και κατακορύφων φορτίων, και για σεισμικούς συνδυασμούς που περιλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία $G+0.3Q$ και σεισμό σε διάφορες διευθύνσεις. Δυσμενέστερη για την διαστασιολόγηση προέκυψε σαφώς η φόρτιση των σεισμικών συνδυασμών.

2.2.1 Πλαίσια αξόνων Α και D

Καθοριστικό κριτήριο για την διαστασιολόγηση των πλασιών αποτέλεσε η απαίτηση του ΝΕΑΚ για τον περιορισμό

των οριζοντίων παραμορφώσεων στις στάθμες των ορόφων (γωνιακή παραμόρφωση $< 7\%$ για οργανισμό πλήρωσης απο υαλοστάσιο με μεταλλικό σκελετό), καθώς επίσης και ο περιορισμός σε κάθε όροφο του δείκτη ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης θ (επιρροές 2ας τάξεως). Σημειώνεται ότι ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης και του συντελεστή θ σύμφωνα με ΝΕΑΚ, οδήγησε και σε τιμή των συντελεστών $\xi_1 < 1$. Συνεπώς οι όροφοι προέκυψαν μη εύστρεπτοι και έτσι το κτίριο θεωρείται κανονικό σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΝΕΑΚ, και επιτρέπεται η εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων και της κατανομής τους καθ' ύψος.

Για την ικανοποίηση λοιπόν των παραπάνω απαιτήσεων του ΝΕΑΚ προέκυψαν μεγάλες διατομές ζυγμάτων (μεγαλύτερες απ' ότι θα προέκυπταν με το κριτήριο της αντοχής και μόνον). Επίσης η ανάγκη εξασφάλισης των ζυγμάτων απο στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, ώστε να υπάρχει δυνατότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, οδήγησε στη διάταξη 3 ή 4 εγκαρσίων δοκών, οι οποίες συνδέουν το ζύγμα με την απέναντι παράλληλη δοκό του δαπέδου και εξασφαλίζουν το κάτω πέλμα απο πλευρική παρέκκλιση.

Περαιτέρω η απαίτηση του ΝΕΑΚ για αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου και συνακόλουθα η ανάγκη για ικανοτικό σχεδιασμό των στύλων, οδήγησε σε υπερδιαστασιολόγηση των στύλων, δεδομένου ότι η ικανοτική ροπή σχεδιασμού των στύλων προκύπτει με βάση τις τελικές ροπές αντοχής των δοκών. Επίσης η ανάγκη υπολογισμού των συνδέσεων ζυγμάτων-στύλων σε υπεραντοχή οδήγησε σε σχετικά μεγάλου ύψους ενισχύσεις των κόμβων, για την ένταξη των αναγκαίων κοχλιών αφενός και

αφετέρου για να προκύψουν επαρκείς οι εξωρραφές συγκόλλησης ζυγώματος-μετωπικής πλάκας, και να αποφευχθεί έτσι η λύση των εσωρραφών πλήρους διείσδυσης που και αντισοικονομικές είναι και δύσκολες στον ποιοτικό έλεγχό τους.

Τέλος σημειώνεται ότι η απαίτηση του ΝΕΑΚ για ικανοτικό σχεδιασμό της θεμελίωσης οδήγησε σε πολύ υψηλές τιμές της ροπής υπολογισμού των πελμάτων των στύλων πράγμα που συνεπάγεται μεγάλες πλάκες πέλματος, μεγάλου πάχους, και διάταξη πολλών μεγάλης διαμέτρου αγκυρίων.

2.2.2 Διαχώνιοι σύνδεσμοι ακαμνίας αξόνων 1 και 6

Στους διαχωνίους συνδέσμους ο ΝΕΑΚ προδιαγράφει μικρότερη τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=3$ σε σχέση με τα πλαίσια όπου $q=4$, και συνεπώς μεγαλύτερα σεισμικά φορτία. Εντούτοις, παρά τα μεγαλύτερα σεισμικά φορτία υπολογισμού των συνδέσμων αυτών, και παρά το γεγονός ότι ο κάθε σύνδεσμος καταλαμβάνει ένα μόνο φάτνωμα αντι των πέντε φανωμάτων του κάθε πλαισίου, καθοριστικό κριτήριο για την διαστασιολόγησή του δεν αποτέλεσε ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης και του συντελεστή θ , όπως στα πλαίσια, αλλά η αντοχή. Για την διαστασιολόγηση των διαχωνίων στοιχείων ακολουθήθηκε η σύσταση του ΝΕΑΚ για ανάληψη της συνολικής σεισμικής δράσης από τις εφελκούμενες διαχώνιες μόνον, με αγνόηση της συμμετοχής των θλιβομένων, καθόσον η επιλογή αυτή οδηγεί σε οικονομικότερη διαστασιολόγηση των διαχωνίων στοιχείων. Οι διατομές των διαχωνίων στοιχείων προέκυψαν με το κριτήριο της αντοχής, ενώ η απαίτηση περιορισμού της ανηγμένης λυγνρότητας ικανοποιήθηκε αυτόματα και δεν αποτέλεσε κριτήριο

σχεδιασμού. Πρέπει να αναφερθεί ότι επελέγησαν κοίλοδοκοί σαν διατομές των διαγωνίων στοιχείων διότι αφενός, όπως αναφέρεται στη διεθνή βιβλιογραφία, λόγω της συμμετρίας τους παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με ασύμμετρες διατομές, και αφετέρου για λόγους συνδεσμολογίας όπως αναφέρεται παρακάτω.

Η διαστασιολόγηση των διαγωνίων στοιχείων με το κριτήριο της αντοχής οδήγησε σε σχετικά μικρές τιμές του ικανοτικού συντελεστή α_{cd} , με βάση τον οποίο έγινε ο σχεδιασμός των ζυγμάτων και στύλων καθώς και των συνδέσεων των διαγωνίων στοιχείων. Εντούτοις όμως λόγω της στατικής λειτουργίας του συνδέσμου αυτού, όπου η ροπή ανατροπής αναλαμβάνεται μόνο μέσω αξονικών δυνάμεων των στύλων, προέκυψε πολύ υψηλή τιμή της ικανοτικής θλιπτικής αξονικής δύναμης του στύλου, και συνακόλουθα μεγάλη διατομή στύλου (HEB 450 από ποιότητα χάλυβα St 52 ενώ όλος ο υπόλοιπος σκελετός είναι από St 37). Όσον αφορά τα ζυγώματα δεν υπήρξε ανάγκη διάταξης προσθέτων δοκών για την αντιστήριξη του κάτω πέλματος, όπως έγινε στα πλαίσια, δεδομένου ότι υπάρχουν οι ανα 2m δοκοί του δαπέδου.

Για τις συνδέσεις των διαγωνίων στοιχείων με τα ζυγώματα προτιμήθηκε η λύση της εργοταξιακής συγκόλλησης των διαγωνίων επί κομβοελάσματος που διατάσσεται στον άξονα του ζυγώματος, αντί της εργοταξιακής κοχλίωσης. Τούτο διότι, παρά την δυσχέρεια εκτέλεσης ποιοτικά αποδεκτών εργοταξιακών συγκολλήσεων, η λύση της κοχλίωσης είναι στην προκειμένη περίπτωση πρακτικά ανέφικτη λόγω του πολύ μεγάλου αριθμού κοχλίων υψηλής αντοχής που απαιτούνται για την μεταφορά της δύναμης που προκύπτει από την απαίτηση ελέγχου της σύνδεσης

σε υπεραντοχή. Επίσης η σύνδεση ζυγώματος και διαγωνίου μετα του στύλου (σύνδεση ζυγώματος - στύλου αρθρωτή) σχεδιάζεται σε υπεραντοχή (ικανοτικός σχεδιασμός) και διαμορφώνεται με εργοταξιακή κοχλίωση επί του κορμού του στύλου μέσω μετωπικής πλάκας.

Τέλος αναφέρεται ότι παρά την θεώρηση αρθρωτής σύνδεσης του στύλου στην βάση του, λόγω της μεγάλης εφελκυστικής αξονικής δύναμης που προέκυψε από τον ικανοτικό σχεδιασμό, απαιτήθηκε η διάταξη μεγάλου πλήθους αγκυρών μεγάλης διαμέτρου σε αντίστοιχα μεγάλη πλάκα πέλματος.

2.3 Κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας λύσης 2

Έκκεντροι δικτυωτοί σύνδεσμοι ακαμψίας αξόνων Α, Β,

1 και 6

Όπως αναφέρθηκε διατάχθηκαν 4 συνολικά έκκεντροι δικτυωτοί σύνδεσμοι ενός φανώματος, ένας στο μέσο της κάθε πλευράς της περιμέτρου του κτιρίου. Οι συνδέσεις ζυγμάτων - στύλων θεωρήθηκαν αρθρωτές (όχι συνδέσεις ροπής) και η σύνδεση των στύλων στη βάση τους θεωρήθηκε επίσης αρθρωτή. Όπως κατέδειξε σχετική οικονομοτεχνική μελέτη που έγινε, η παραπάνω θεώρηση καταλήγει σε μικρότερη διατομή στύλων και πέλματος, ενώ η μείωση των παραμορφώσεων του συστήματος η οποία επιτυγχάνεται με συνδέσεις ροπής αποδείχθηκε ότι είναι αμελητέα. Επίσης από την ευχερή διαστασιολόγηση που προέκυψε με σχετικά μικρά μεγέθη διατομών αποδεικνύεται σκόπιμη η διάταξη έκκεντρου δικτυωτού συνδέσμου σε ένα μόνο φάνωμα, για κάθε ένα από τους 4 συνδέσμούς, και δεν χρειάστηκε να εξετασθούν πιο πολύπλοκες λύσεις όπως συνδυασμός πλαισίου

και εκκέντρου δικτυωτού συνδέσμου. θεωρούμε ότι τέτοια πιο περίπλοκα συστήματα καθίστανται αναγκαία σε κτίρια με πολύ μεγαλύτερο αριθμό ορόφων.

Ως προς την διαμόρφωση των εκκέντρων δικτυωτών συνδέσμων επελέγη η λύση της συμμετρικής διάταξης δύο διαγωνίων σε κάθε όροφο, οι οποίες συγκλίνουν στο ζυγώμα με εκκεντρότητα που αποτελεί και το μήκος της δοκού σύζευξης, για λόγους αφενός μεν μικροτέρων διατομών διαγωνίων και αφετέρου διότι η διάταξη ενός μόνον διαγωνίου στοιχείου και συνεπώς δοκού σύζευξης στο άκρο του ζυγώματος, θα απαιτούσε κατά τα προτεινόμενα στην Αμερικάνικη βιβλιογραφία τη σύνδεση ζυγώματος και στύλου μέσω εργοταξιακών εσωραφών πλήρους διείσδυσης που θεωρούνται πολύ δύσκολο να εκτελεστούν, κυρίως για λόγους ποιοτικού ελέγχου. Το μήκος της δοκού σύζευξης επελέγη με κριτήριο να προκύπτει στη δοκό σύζευξης μηχανισμός διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων και μάλιστα να ικανοποιεί τη σχέση $0.5 < l_c / l_o < 0.65$, διότι έχει αποδειχθεί, όπως αναφέρεται στη διεθνή βιβλιογραφία, ότι στην περιοχή αυτή μεγιστοποιείται η πλαστιμότητα της δοκού σύζευξης. Μάλιστα εδώ σημειώνεται ότι ο ΝΕΑΚ δεν κάνει διάκριση θεωρώντας ότι σε όλες τις περιπτώσεις, είτε μηχανισμού διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων είτε μηχανισμού καμπτικών είτε μικτού, επιτυγχάνεται μεγάλη πλαστιμότητα.

Και εδώ όπως και στους διαγωνίους συνδέσμους της λύσης 1 καθοριστική για την διαστασιολόγηση υπήρξε η αντοχή των δοκών σύζευξης στη τέμνουσα του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού και όχι η απαίτηση του ΝΕΑΚ για περιορισμό της γωνιακής παραμόρφωσης και του συντελεστή θ . Στα άκρα της δοκού σύζευξης εξασφαλίσθηκε η απαιτούμενη αντιστήριξη των

πελμάτων μέσω της διατάξης εγκαρσίων δοκών που συνδέουν το ζύγωμα, στα άκρα της δοκού σύζευξης, με την απέναντι παράλληλη δοκό του σκελετού. Τα υπόλοιπα στοιχεία των εκκέντρων δικτυωτών συνδέσμων, δηλαδή διαχώνια στοιχεία, στύλος και ζυγώματα στη περιοχή εκτός δοκών σύζευξης, υπολογίσθηκαν ικανοτικά, με βάση τον ικανοτικό συντελεστή που ορίζει ο ΝΕΑΚ. Οι τιμές των ικανοτικών συντελεστών α_{cd} προέκυψαν σε όλους τους ορόφους σχετικά μικρές λόγω της εξάντλησης της αντοχής των δοκών σύζευξης. Επελέγησαν και εδώ κοίλοδοκοί για τα διαχώνια στοιχεία για τους ίδιους λόγους όπως και στους διαχώνιους συνδέσμους. Όσον αφορά τις συνδέσεις των διαχωνίων στοιχείων στο ζύγωμα (στα άκρα της δοκού σύζευξης), προτιμήθηκε και εδώ όπως στη περίπτωση των διαχωνίων συνδέσμων της λύσης 1, η ερχοταξιακή συγκόλληση με εξωραφές των κοίλοδοκών επί κομβοελάσματος που διατάσσεται στον άξονα του ζυγώματος, στο άκρο της δοκού σύζευξης και εξ' ολοκλήρου εκτός του μήκους αυτής, όπως απαιτείται από την διεθνή βιβλιογραφία. Ο τρόπος αυτός σύνδεσης που ακολουθήθηκε στη μελέτη πρέπει να σημειωθεί ότι αποτελεί κοινή πρακτική στις Η.Π.Α., όπου και εισήχθη για πρώτη φορά το σύστημα αυτό για την ανάληψη οριζοντίων φορτίων.

Η σύνδεση της διαχωνίου με το ζύγωμα, στη θέση σύνδεσης με τον στύλο, γίνεται ομοίως μέσω ερχοταξιακών εξωραφών επί κομβοελάσματος, και τέλος η σύνδεση ζυγώματος-διαχωνίου επί του στύλου, επιτυγχάνεται μέσω μετωπικής πλάκας και ερχοταξιακής κοχλίωσης στο πέλμα του στύλου. Τέλος και εδώ η ανάγκη ικανοτικού σχεδιασμού των στύλων και των διαχωνίων οδηγεί σε πέλματα σχετικά μεγάλων διαστάσεων και με μεγάλο αριθμό αγκυρίων.

2.4 Θεμελίωση

2.4.1 Θεμελίωση εσωτερικών στύλων

Όλοι οι εσωτερικοί στύλοι θεμελιώνονται με μεμονωμένα κεντρικά πέδιλα τα οποία συνδέονται μεταξύ τους και με την περιμετρική πεδιλοδοκό, που αναφέρεται στην επόμενη παράγραφο, με συνδετήριες δοκούς διατομής 25/80. Δεδομένου ότι οι στύλοι αυτοί δεν συμμετέχουν στο κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας του κτιρίου, δεν μεταφέρουν σεισμικές δράσεις στα θεμέλια τους αλλά μόνο κατακόρυφα φορτία από τα μόνιμα και κινητά φορτία των δαπέδων.

2.4.2 Θεμελίωση των στύλων που ανήκουν στο κατακόρυφο

σύστημα ακαμψίας καθώς και των λοιπών περιμετρικών
στύλων

Οι στύλοι που ανήκουν στο κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας, και που βρίσκονται όλοι στη περίμετρο του κτιρίου, καθώς και οι λοιποί στύλοι της περιμέτρου που δεν ανήκουν σ' αυτό, θεμελιώνονται σε ενιαία περιμετρική πεδιλοδοκό. Καθοριστική για τον έλεγχο των τάσεων του εδάφους και την διαστασιολόγηση της πεδιλοδοκού προέκυψε η φόρτιση από τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Οι δράσεις στην πεδιλοδοκό των στύλων που δεν ανήκουν στο κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας είναι μόνον κατακόρυφα φορτία από τα δάπεδα (G+0.3Q), ενώ οι δράσεις από το κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας είναι για τις λύσεις 1 και 2 αναλυτικά οι εξής:

-Λύση 1 : Οι δράσεις των στύλων των πλαισίων προκύπτουν από τα εντατικά μεγέθη M,Q,N στη βάση τους, από τον δυσμενέστερο

σεισμικό συνδυασμό, με ικανοτική μεγέθυνση σύμφωνα με τον ικανοτικό συντελεστή που προβλέπει ο ΝΕΑΚ, με διαφορετικό κατά κανόνα ικανοτικό συντελεστή για κάθε στύλο. Σημειώνεται ότι μεγεθύνονται μόνον τα εντατικά μεγέθη τα οφειλόμενα στον σεισμό και όχι αυτά που οφείλονται στην φόρτιση $G+0.3Q$. Για τους διαγωνίους συνδέσμους, οι δράσεις προκύπτουν από τις αξονικές δυνάμεις στύλων και διαγωνίου από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, με ικανοτική μεγέθυνση με βάση τον ικανοτικό συντελεστή που προέκυψε στον 1ο όροφο του συνδέσμου. Η ικανοτική μεγέθυνση γίνεται όπως και στις δράσεις των πλαισίων, δηλαδή μεγεθύνονται μόνο οι αξονικές δυνάμεις που οφείλονται στον σεισμό.

-Λύση 2 : Για τους εκκέντρους δικτυωτούς συνδέσμους και των δύο διευθύνσεων, οι δράσεις προκύπτουν από τις αξονικές δυνάμεις στύλων και διαγωνίων, από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, με ικανοτική μεγέθυνση με βάση τον ικανοτικό συντελεστή που προέκυψε από τη δοκό σύζευξης του 1ου ορόφου. Η ικανοτική μεγέθυνση γίνεται και εδώ μόνον στις αξονικές δυνάμεις που οφείλονται στον σεισμό.

Και στις δύο λύσεις οι μεγάλες ικανοτικές δράσεις που προέκυψαν στην θεμελίωση από το κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας οδήγησε στην ανάγκη θεμελίωσης όλων των περιμετρικών στύλων σε ενιαία περιμετρική πεδιλοδοκό. Για λόγους ασφαλείας κρίθηκε σκόπιμο ο υπολογισμός της περιμετρικού πεδιλοδοκού να γίνει όχι ως ενιαίας αλλά με διάσπαση αυτής στις 4 επιμέρους πεδιλοδοκούς που την απαρτίζουν.

Κριτήριο για την διαστασιολόγηση των πεδιλοδοκών αποτέλεσε ο περιορισμός της αδρανούς περιοχής στο $1/2$ της διατομής (όπως προβλέπει ο ΝΕΑΚ) και ο περιορισμός της

μέγιστης τάσης (λαμβανομένης υπόψη και της αλληλεπίδρασης των δύο οριζοντίων συνιστωσών της σεισμικής δράσης) κάτω από την θεωρητική στατική φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

3. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΩΝ ΛΥΣΕΩΝ 1 & 2 - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αναφορικά με τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα των διαφόρων συστημάτων ακαμψίας που εξετάσθηκαν, από όλα τα προαναφερθέντα προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

α) Πλαίσια

Παρουσιάζουν αρχιτεκτονικά πλεονεκτήματα αφού όλα τα φαινόμενα μένουν ανοικτά και δεν υπάρχει πρόβλημα στη διάταξη των αρχιτεκτονικών ανοιγμάτων, είτε τα πλαίσια διατάσσονται στη περίμετρο, είτε στο εσωτερικό του κτιρίου. Παρουσιάζουν το μειονέκτημα της μικρής σχετικά ακαμψίας, πράγμα που οδηγεί στην ανάγκη επιλογής πλαισίων με μεγάλο αριθμό φαινωμάτων και με μεγάλα μετέθλη διατομών ζυγμάτων και στύλων. Επίσης προκύπτει η ανάγκη διαμόρφωσης των συνδέσεων ζυγμάτων-στύλων με ενισχύσεις και μεγάλο αριθμό κοχλίων, πράγμα που συνεπάγεται δαπανηρή κατεργασία. Για τους παραπάνω λόγους το πλαίσιο αποτελεί την πλέον δαπανηρή λύση καταλήγοντας στην μεγαλύτερη κατανάλωση χάλυβα ανά m² κατόψεως του κτιρίου σε σχέση με τα άλλα εναλλακτικά συστήματα. Πρέπει τέλος να αναφερθεί ότι λόγω των μεγαλύτερων ικανοτικών δράσεων του πλαισίου στη θεμελίωση, σε σχέση με τα άλλα συστήματα, η λύση του πλαισίου οδηγεί

και σε δαπανηρότερη θεμελίωση.

β) Διαχώνιοι σύνδεσμοι ακαμψίας

Παρουσιάζουν αρχιτεκτονικά μειονεκτήματα αφού δεν παρέχουν την δυνατότητα διατάξης αρχιτεκτονικών ανοιγμάτων. Παρά την μικρότερη τιμή του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q , σε σχέση με τα πλαίσια, παρουσιάζονται σαφώς οικονομικότεροι από αυτά και δεν απαιτείται να διαταχθούν σε μεγάλο αριθμό φανωμάτων. Παρουσιάζουν το μειονέκτημα μεγάλων διατομών στύλων και επίσης το μειονέκτημα της σύνδεσης των διαχωνίων στοιχείων με εργοταξιακές συγκολλήσεις. Η θεμελίωση τους σε σχέση με αυτήν των πλαισίων προκύπτει οικονομικότερη παρά την μικρότερη τιμή του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q .

γ) Εκκεντροί δικτυωτοί σύνδεσμοι ακαμψίας

Από αρχιτεκτονική σκοπιά είναι πλεονεκτικότεροι από τους διαχώνιους συνδέσμους αφού παρέχουν την δυνατότητα διάταξης κάποιων ανοιγμάτων. Παρουσιάζουν το πλεονέκτημα της μεγάλης δυνατότητας απορρόφησης ενέργειας μέσω διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων και γι' αυτό προιμοδοτούνται από τον κανονισμό με υψηλή τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς ($q=4$ όπως και για πλαίσια). Παρουσιάζουν όμως πολύ μεγαλύτερη ακαμψία σε σχέση με τα πλαίσια με συνέπεια να επαρκεί η διάταξη τους σε πολύ μικρότερο αριθμό φανωμάτων σε σχέση με τα πλαίσια.

Τελικά οι εκκεντροί σύνδεσμοι προκύπτουν οικονομικότεροι από τα δύο προαναφερθέντα συστήματα τόσο από άποψη κατανάλωσης χάλυβα, όσο και από άποψη θεμελίωσης (λόγω

των μικροτέρων ικανοτικών δράσεων σε αυτή σε σχέση με τα πλαίσια και λόγω της υψηλότερης τιμής q σε σχέση με τους διαγωνίους συνδέσμους).

Σαν μοναδικό μειονέκτημα θα μπορούσε να αναφερθεί η ανάγκη συνδέσης των διαγωνίων με το ζύγωμα με εργοταξιακές συγκολλήσεις. Για όλα τα παραπάνω πλεονεκτήματα που παρουσιάσαμε οι έκκεντροι δικτυωτοί σύνδεσμοι έχουν καθιερωθεί πλέον στις Η.Π.Α. αλλά και διεθνώς ως το πλέον αποτελεσματικό σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων.

Η μεγάλη οικονομικότητα που χαρακτηρίζει το κατακόρυφο σύστημα ακαμψίας με εκκέντρους δικτυωτούς συνδέσμους αποδείχθηκε και στην περίπτωση του κτιρίου της παρούσας μελέτης. Πράγματι, έγινε προμέτρηση χάλυβα του συνολικού σκελετού και στις δύο λύσεις και προέκυψαν τα ακόλουθα :

-Λύση 1: Συνολικό βάρος χάλυβα ανηγμένο ανά m^2 κάτοψης
ορόφου = 75 Kg/ m^2

-Λύση 2: Συνολικό βάρος χάλυβα ανηγμένο ανά m^2 κάτοψης
ορόφου = 59 Kg/ m^2

Συνεπώς η λύση 2 παρουσιάζεται οικονομικότερη σε σχέση με την λύση 1 κατά 20%, όσον αφορά το συνολικό βάρος χάλυβα του κτιρίου.

4. ΕΠΙΣΗΜΑΝΣΕΙΣ ΣΧΕΤΙΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΟΡΙΣΜΕΝΩΝ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΤΟΥ ΝΕΑΚ

Παρακάτω επισημαίνονται ορισμένες παράγραφοι του ΝΕΑΚ που κατά την κρίση μας θα πρέπει να επαναδιατυπωθούν ή να προστεθεί κάποιο σχόλιο σχετικό στο κείμενο.

α) Παράγ. 5.2.2 [1]. Η διατύπωση "Οι υπολογιστικές δράσεις Sfd, στις θέσεις έδρασης στοιχείων της ανωδομής (διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους ή πασσαλοδέσμου-πασσάλων)" προτείνουμε να αντικατασταθεί με την εξής: "Οι υπολογιστικές δράσεις Sfd στις θέσεις έδρασης στοιχείων της ανωδομής, δηλαδή στην άνω στάθμη των θεμελίων". Τούτο διότι τα εντατικά μεγέθη στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους δεν είναι οι δράσεις Sfd στις θέσεις έδρασης στοιχείων της ανωδομής αλλά προκύπτουν από τις τελευταίες αφού ληφθούν υπόψη το ύψος των θεμελίων καθώς και το ίδιο βάρος θεμελίων και επίχωσης.

Αν υπάρχει ειδικός λόγος για τον οποίο γίνεται αναφορά στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους ή πασσαλοδέσμου-πασσάλων, τότε να προστεθεί επεξηγηματικό σχόλιο διότι με την παρούσα διατύπωση δεν προκύπτει σαφώς η απαίτηση ικανοτικού ελέγχου του ιδίου του θεμελίου.

β) Παράγ. 5.2.2 [2]. Θεωρούμε σκόπιμο να προστεθούν τα ακόλουθα :

β1) Να δοθεί ο τύπος $MR = M_{pd} (1 - N_s / N_{pd})$ του Ευρωκώδικα 8 παρ. 3.5.7.2 για τον υπολογισμό της υπολογιστικής αντοχής MR. Στον παραπάνω τύπο M_{pd} είναι η υπολογιστική αντοχή σε ροπή χωρίς παρουσία αξονικής δύναμης, N_{pd} είναι η υπολογιστική αντοχή σε αξονική δύναμη, και N_s η μικρότερη αξονική δύναμη από τον σεισμικό συνδυασμό.

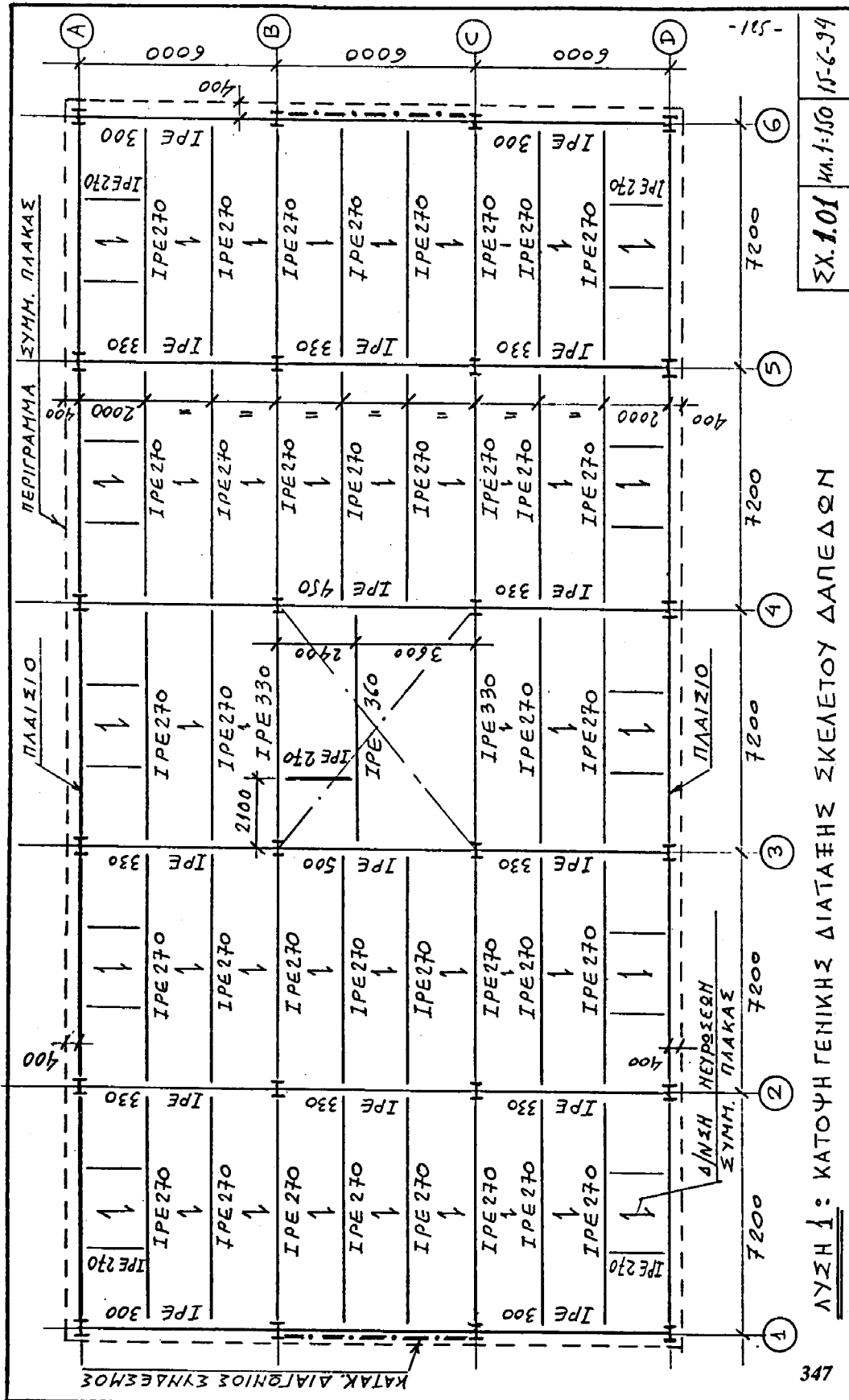
β2) Ειδικά για την υπολογιστική ροπή να καθοριστεί ως άνω όριο η τιμή $1.2MR$ όπου MR είναι η υπολογιστική αντοχή σε ροπή, παρουσία της υπολογιστικής αξονικής δύναμης, όπως η τελευταία προκύπτει από την σχέση 5.1 (ικανοτικά μεγεθυμένη).

β3) Να δοθεί η διευκρίνιση ότι ο υπολογισμός του ικανοτικού συντελεστή με βάση τη σχέση 5.2 δεν αφορά δικτυωτούς συνδέσμους με και χωρίς εκκεντρότητα (σε κτίρια από χάλυβα). Σε αυτές τις περιπτώσεις ο συντελεστής α_{cd} θα προκύπτει με βάση αυτά που ορίζονται στις παραγράφους Γ.5.3 [1] και Γ.6.3 [1].

γ) Παράγ. Γ.5.3 [1]. Αναφέρεται στην παράγραφο αυτή " Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση αξονικής δύναμης $\alpha_{cd}xN_s$ (και ενδεχομένως καμπτικής ροπής M_s) όπου N_s και M_s είναι αντίστοιχα η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη και η αντίστοιχη ροπή όπως προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό (εν γένει $M_s=0$)". Η διατύπωση αυτή πρέπει να αντικατασταθεί από την εξής: "Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση αξονικής δύναμης $N_g+\alpha_{cd}xN_e$ (και ενδεχομένως καμπτικής ροπής $M_g+\alpha_{cd}xM_e$) όπου N_g και M_g είναι αντίστοιχα η θλιπτική αξονική δύναμη και η αντίστοιχη ροπή όπως προκύπτει από την φόρτιση των κατακορύφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού (εν γένει $M_g=0$). N_e και M_e είναι αντίστοιχα η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη και η αντίστοιχη ροπή όπως προκύπτει από την σεισμική φόρτιση μόνον (εν γένει $M_e=0$)".

Η παραπάνω προτεινόμενη διατύπωση δικαιολογείται από το γεγονός ότι τα εντατικά μεγέθη N_g και M_g δεν είναι δυνατόν να μεγεθύνονται.

δ) Παράγ. Γ.6.1 [2]. Στο τέλος της παραγράφου αναφέρεται "Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει δυνατότητα μεγάλης πλαστιμότητας". Προτείνουμε να συμπληρωθεί ως εξής: "Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει η δυνατότητα μεγάλης πλαστιμότητας αλλά θεωρείται σκόπιμο να επιδιώκεται κυρίως διατμητική διαρροή (δοκοί σύζευξης με μηχανισμό διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων), δηλαδή $l_c/l_o < 0.8$ και ακόμα καλύτερα στη περιοχή $0.5 < l_c/l_o < 0.65$." Η παραπάνω άποψη, που υποστηρίζεται στην βιβλιογραφία, έχει τεκμηριωθεί πειραματικά (βλ. άρθρο "Structural Steel Connections in Earthquake Resistant Design" by Jack G. Bouwkamp, proceedings of 1st National Conference On Steel Structures, Athens 1991).

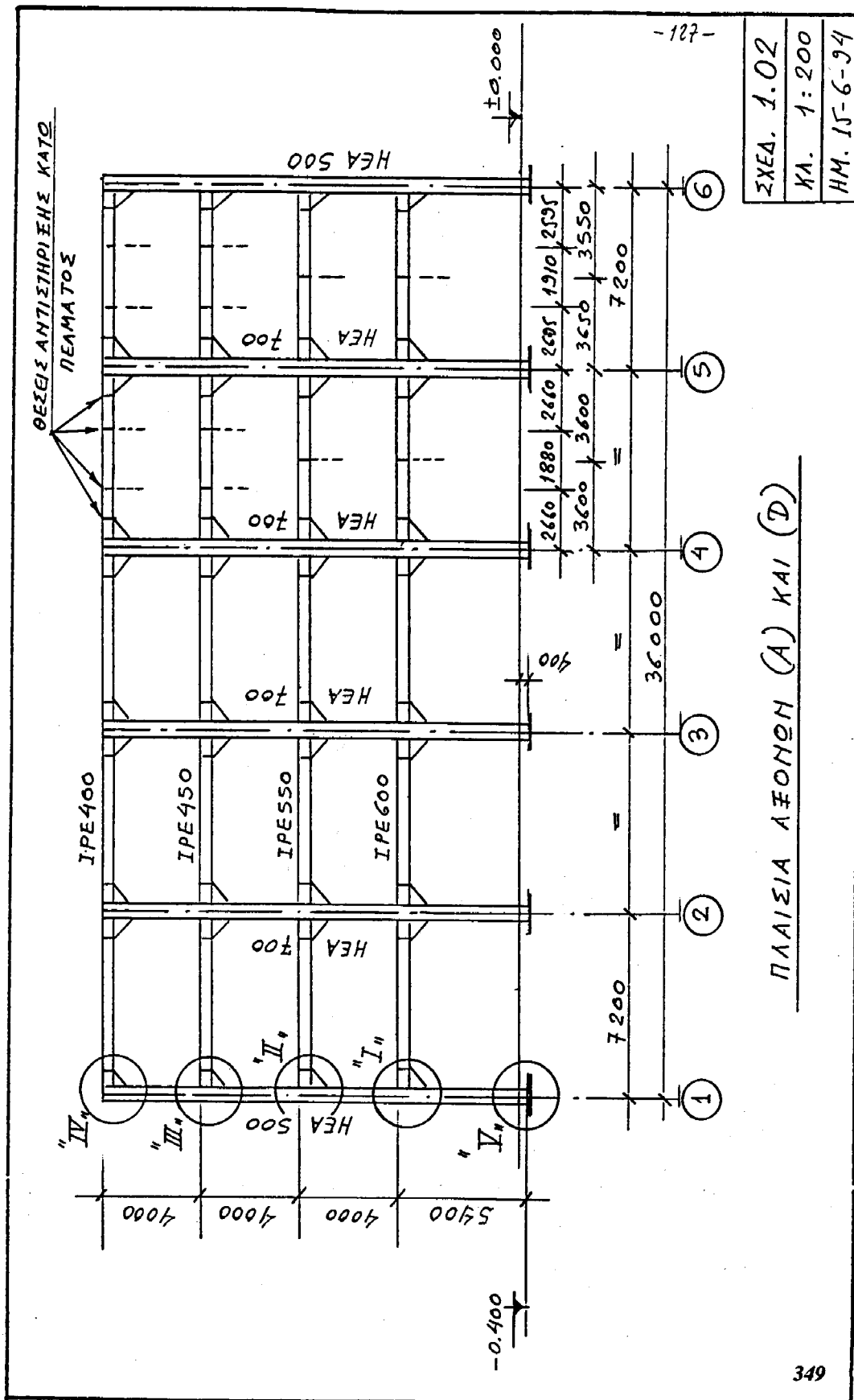


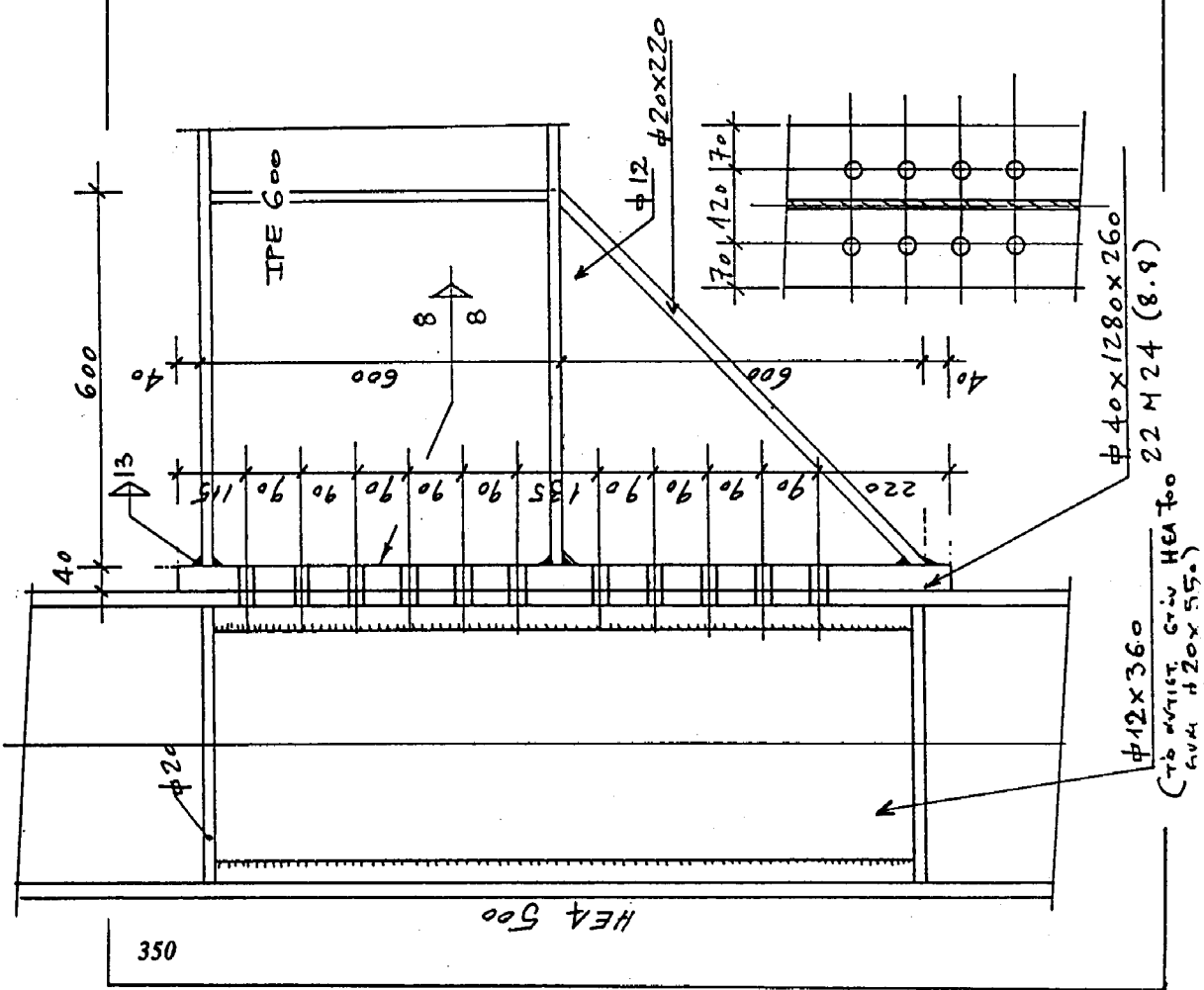
ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

	1	2	3	4	5	6
A	HEA 500	HEA 700	HEA 700	HEA 700	HEA 700	HEA 500
B	* HEB 450	HEA 300	HEB 340	HEB 340	HEA 300	* HEB 450
C	* HEB 450	HEA 300	HEB 340	HEB 340	HEA 300	* HEB 450
D	HEA 500	HEA 700	HEA 700	HEA 700	HEA 700	HEA 500

ΣΗΜ. * Χάυβας ποιότητας Fe 510

ΕΠΙΣΥΝΑΠΤΕΤΑΙ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΟ 1.01





ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ I
1:10

ΣΧΕΔ. 1.03
ΚΑ. 1:10
ΗΜ. 15-6-94

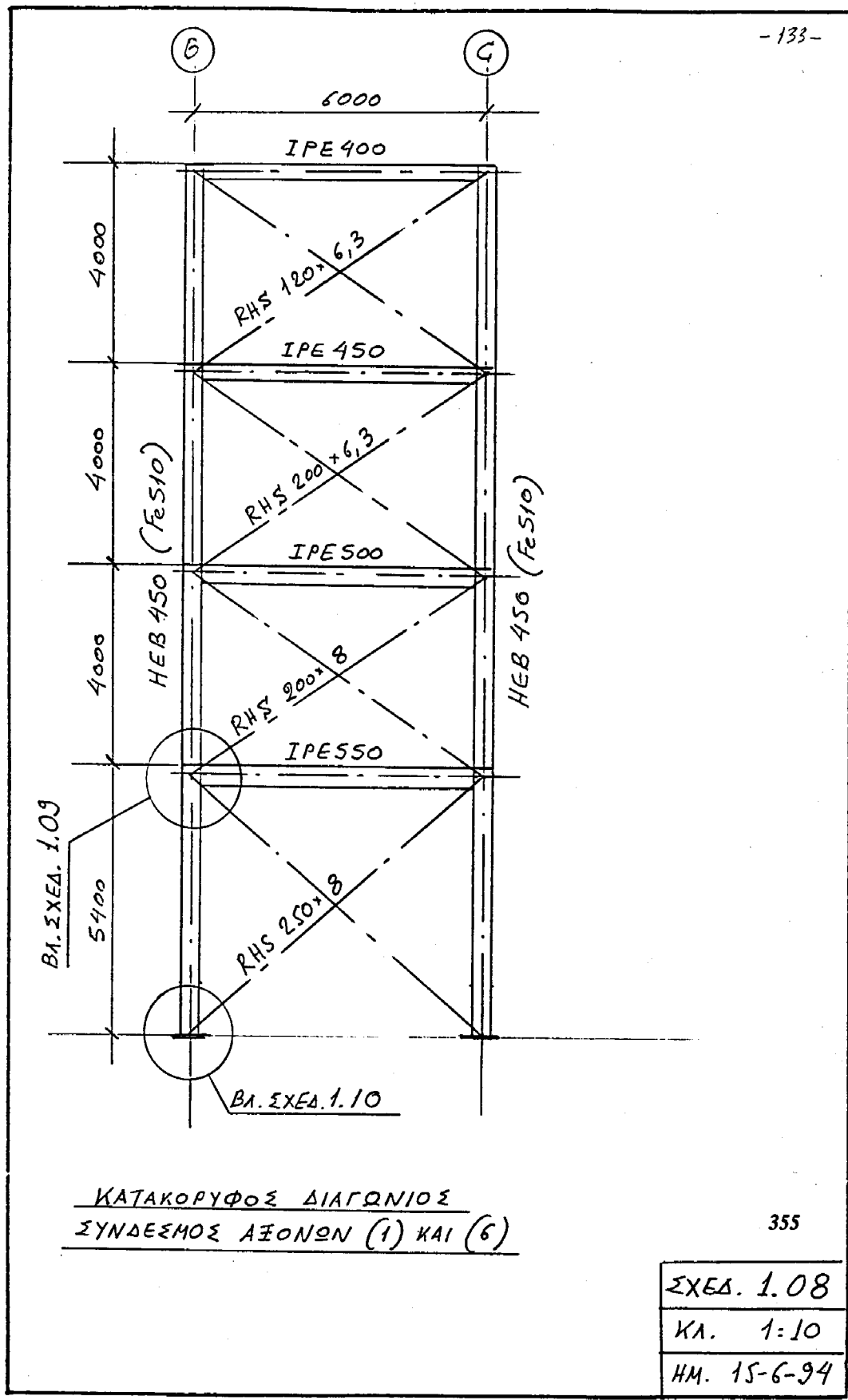
354

354 " ΠΛΑΙΣΙΑ (Α) ΚΑΙ (Δ)
ΛΕΠΤ. V, ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΑΚΡΑΙΩΝ ΣΤΥΛΩΝ

ΣΧΕΔ. 1.07

KL. 1=10

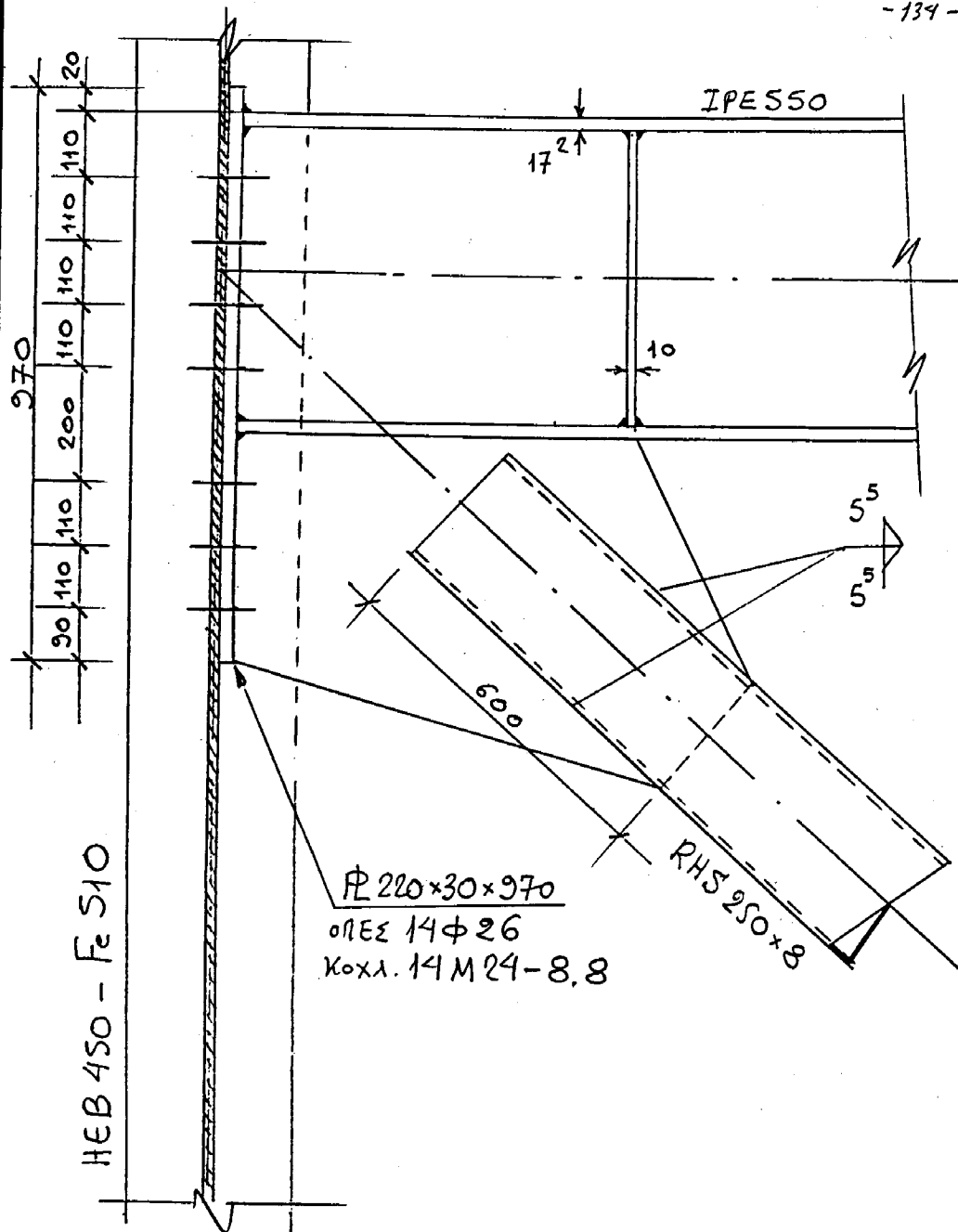
HM. 15-6-94



ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ
ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΑΞΟΝΩΝ (1) ΚΑΙ (6)

355

ΣΧΕΔ. 1.08
ΚΛ. 1:10
ΗΜ. 15-6-94

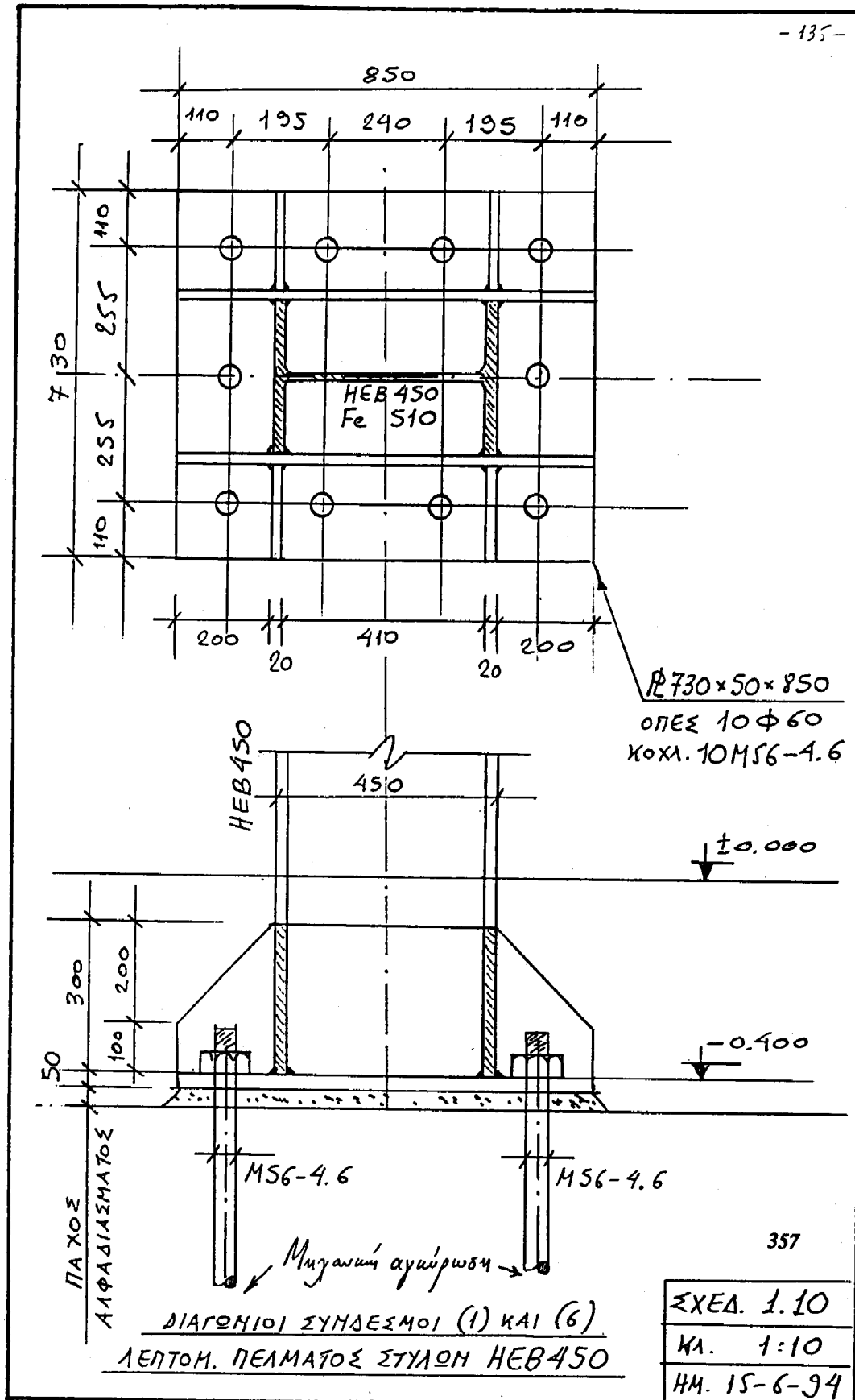


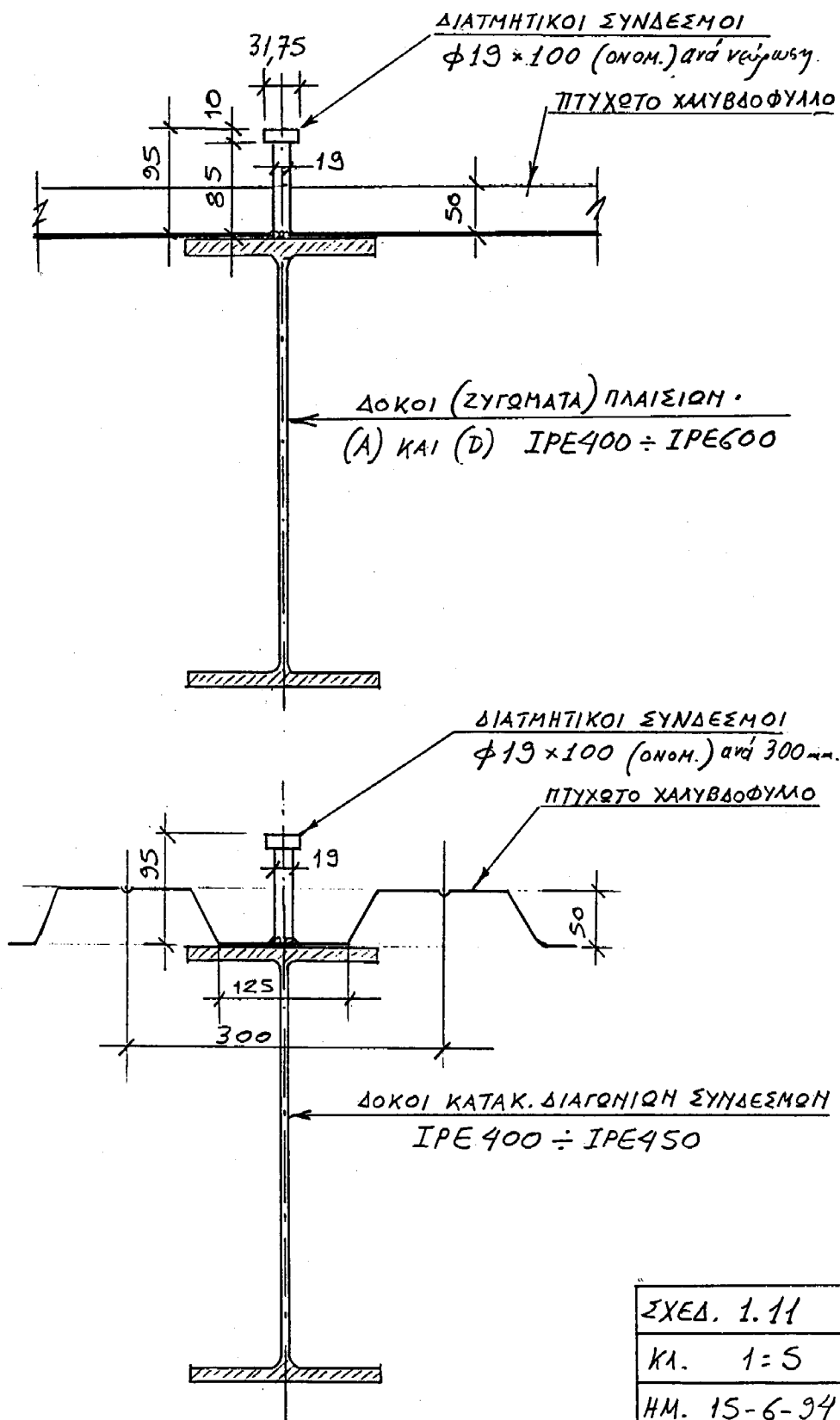
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ
ΛΕΠΤΟΜ. ΚΟΜΒΟΥ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ-ΔΟΚΟΥ-
- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (1^{ος} ορόφος)

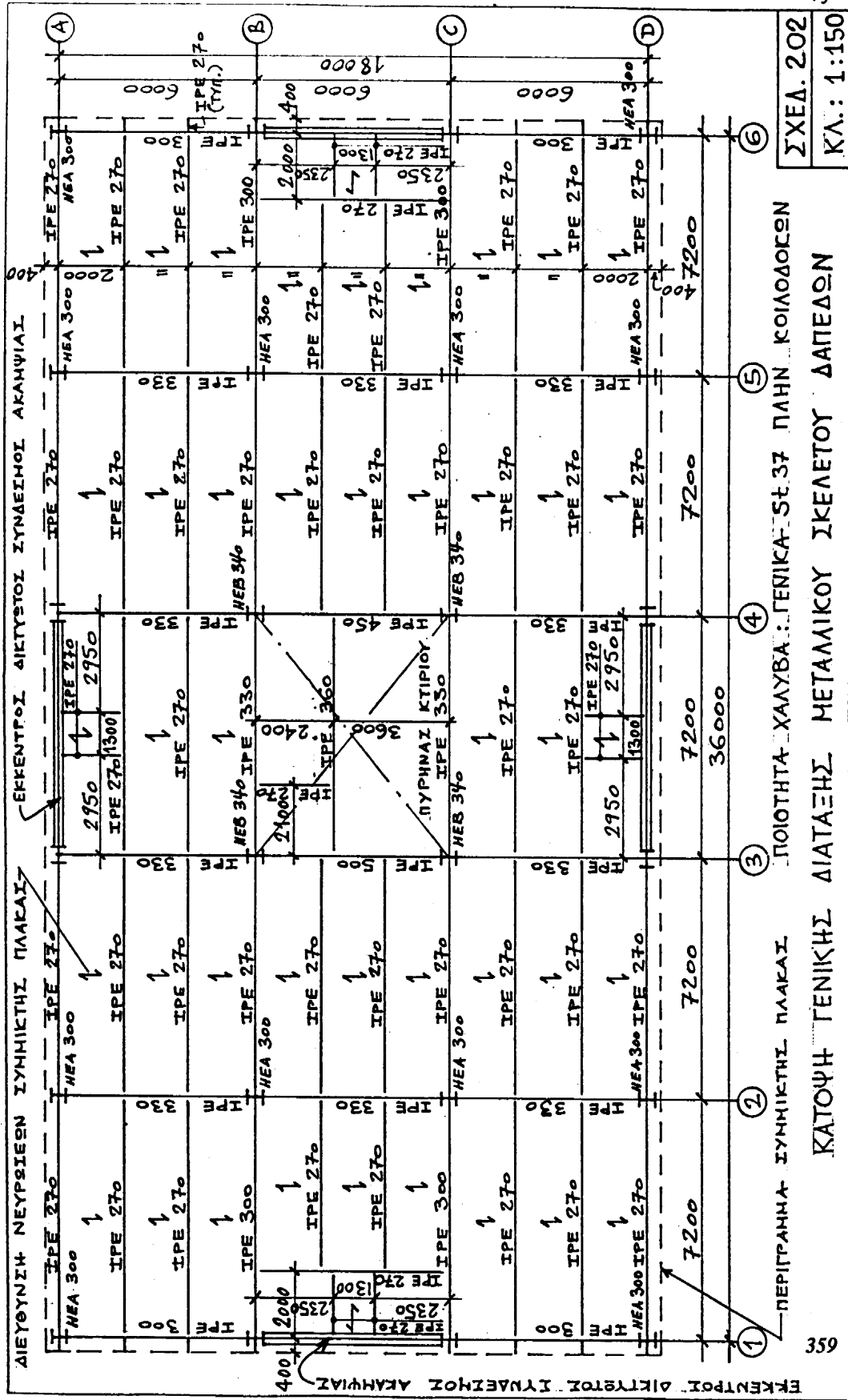
ΣΧΕΔ. 1.09

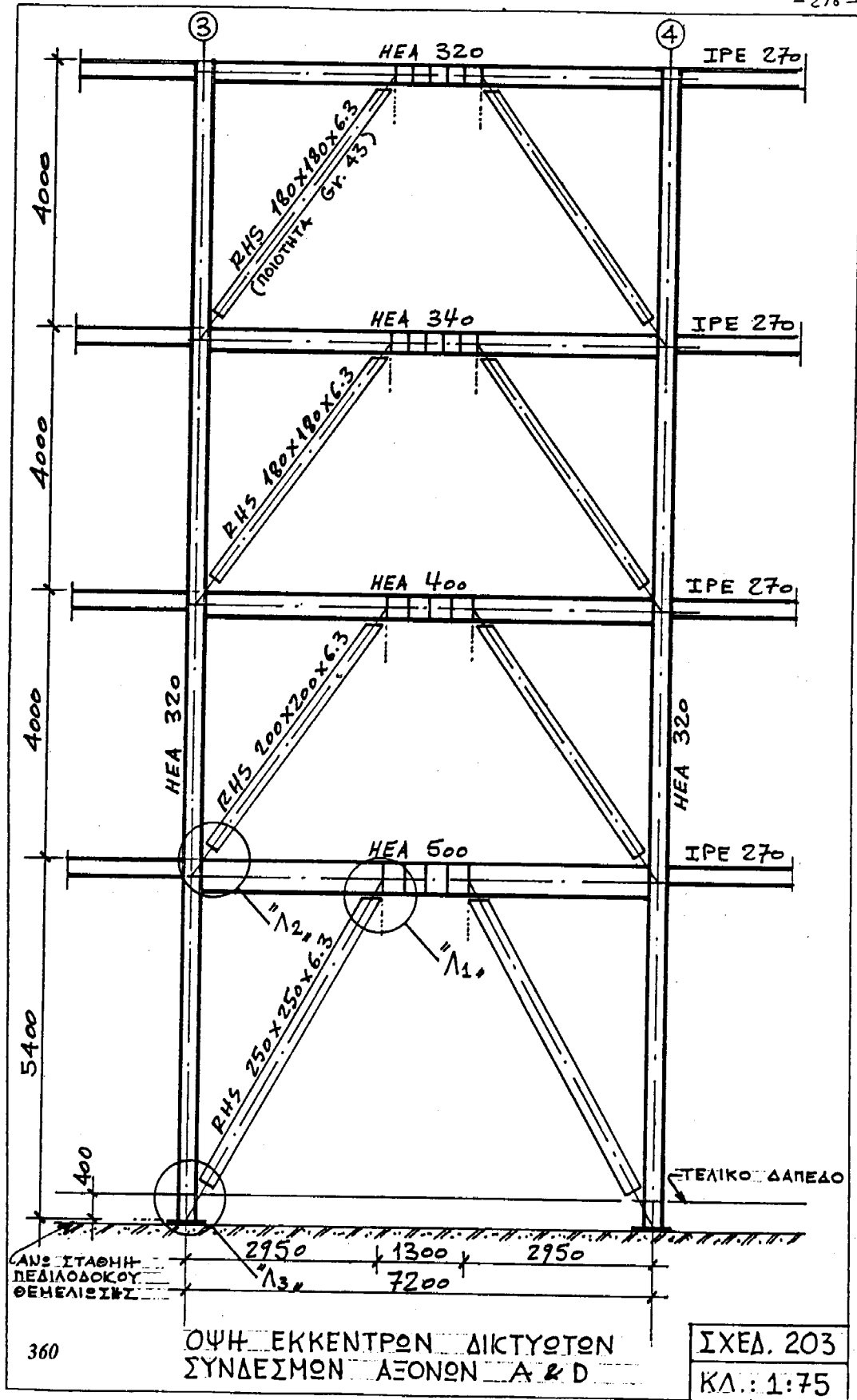
KL. 1:10

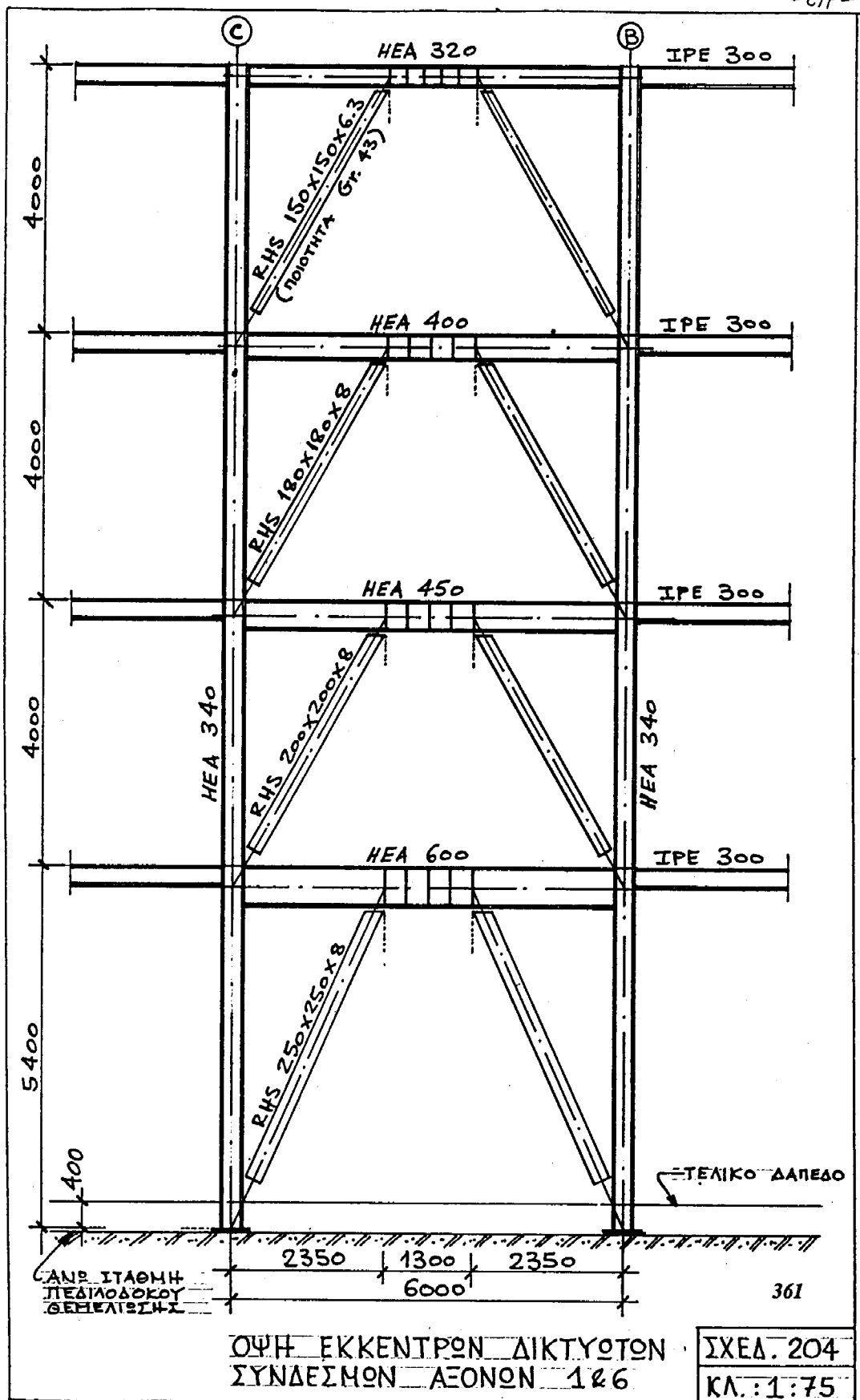
HM. 15-6-94

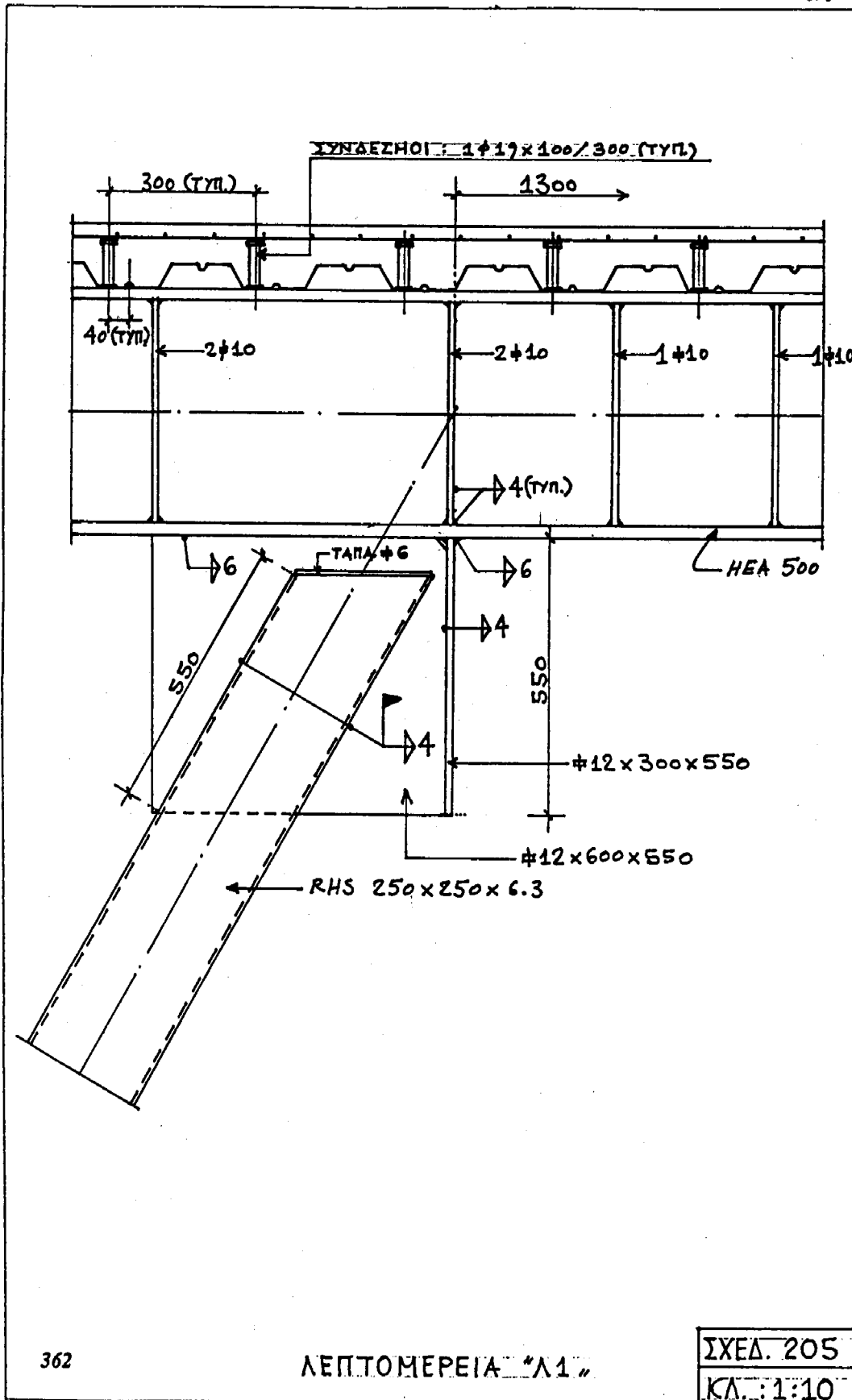


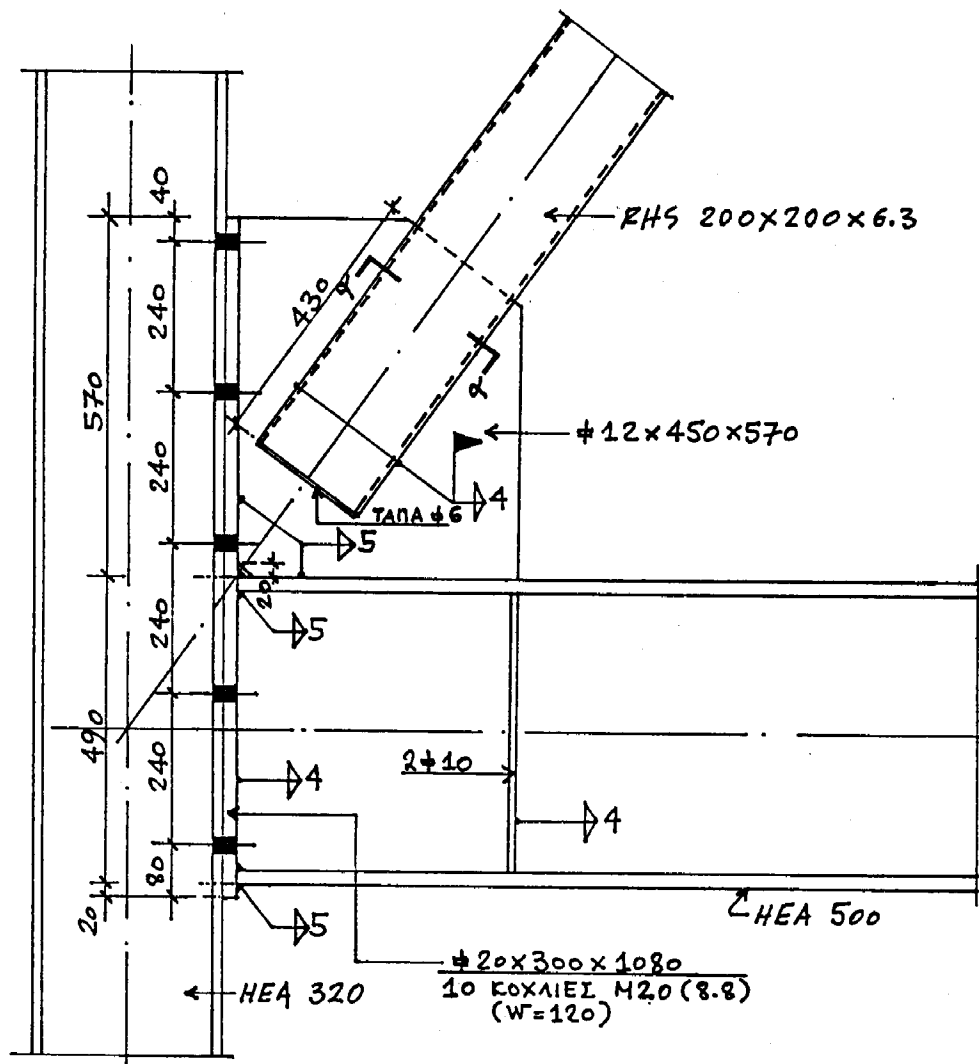


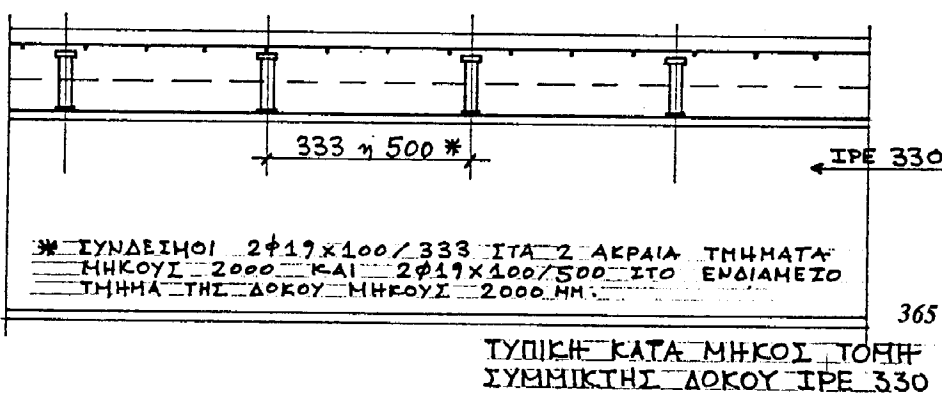
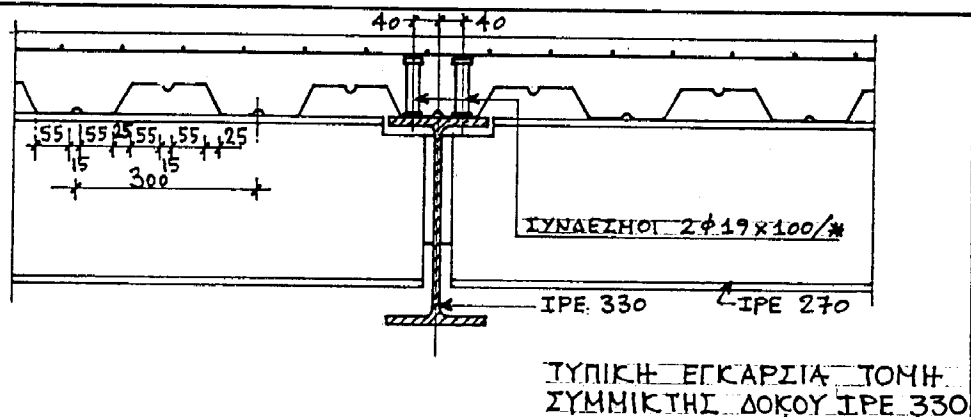
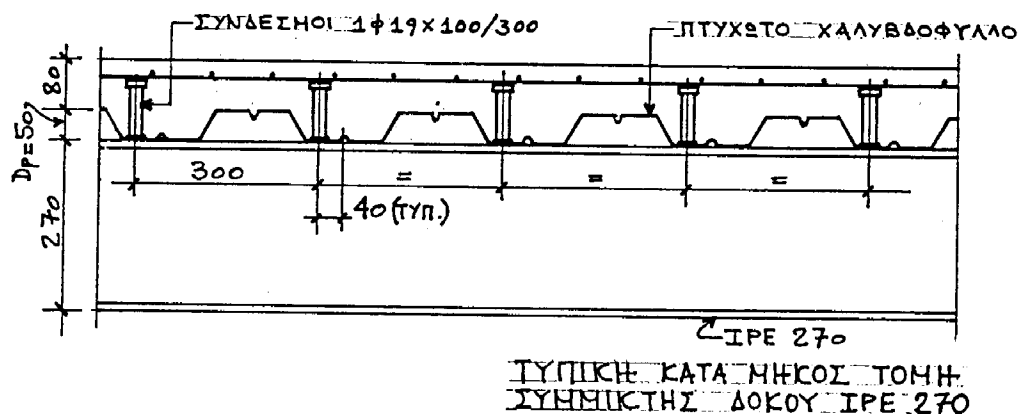
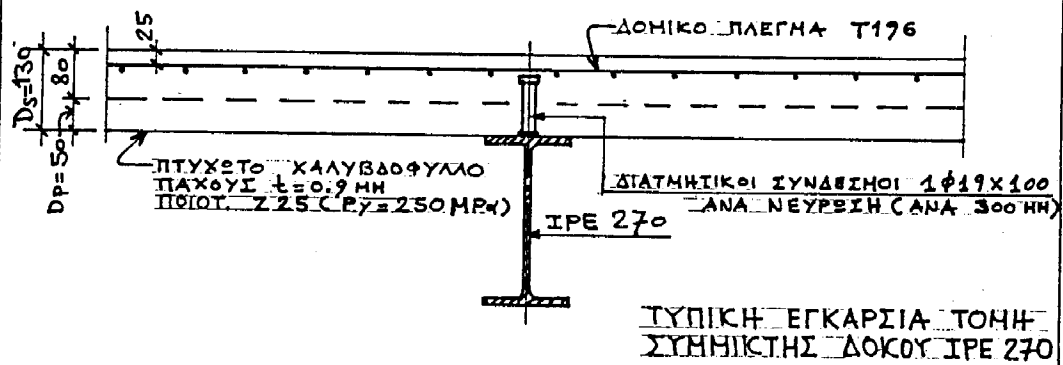












ΣΧΕΔ. 208

ΚΛ.: 1:10