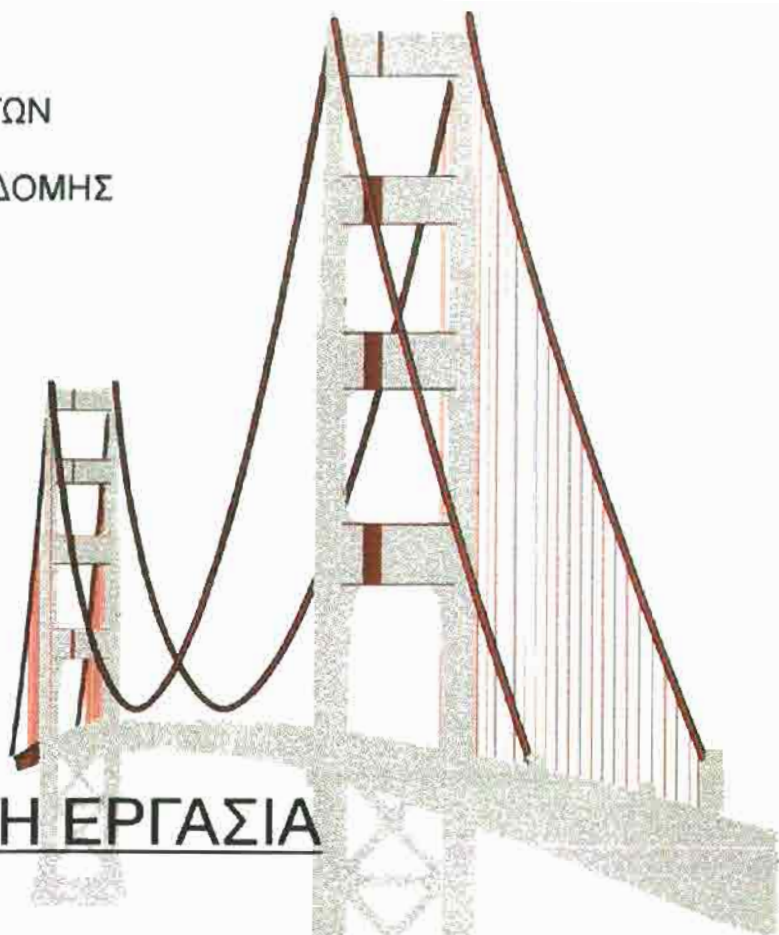


Τ.Ε.Ι. ΠΑΤΡΑΣ

ΣΧΟΛΗ : ΤΕΧΝΟΛΟΓΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΤΜΗΜΑ : ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ



## ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

# ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΕΣ : ΔΗΜΑΚΟΠΟΥΛΟΥ ΜΑΡΙΑ  
ΚΡΑΒΑΡΙΩΤΗ ΓΕΩΡΓΙΑ  
ΣΕΛΙΜΗ ΜΑΡΓΑΡΙΤΑ



ΕΙΣΗΓΗΤΕΣ : Δρ. Ν.ΚΑΘΡΕΠΤΑΣ  
Δρ. Θ.ΓΕΩΡΓΟΠΟΥΛΟΣ

ΠΑΤΡΑ  
ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2000

ΕΠΙΘΥΜΩΣ  
ΚΑΤΑΡΤΙΣ

3197

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τους κυρίους Ν. Καθρέπτα Δρ. πολιτικό μηχανικό και Θ. Γεωργόπουλο Δρ. πολιτικό μηχανικό για την ενδιαφέρουσα επιλογή του θέματος της πτυχιακής μας εργασίας. Ιδιαίτερα ευχαριστούμε τον κ. Ν.Καθρέπτα για την συνεχή καθοδήγησή του και την υπομονή που έδειξε ώστε να περατωθεί σωστά αυτό το τεύχος.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

- 1.α. Πρόλογος
- 1.β. Γέφυρες- Ορισμός
- 1.γ. Ιστορικά στοιχεία

## 2. ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

- 2.1.α. Βάθρα
- 2.1.β. Εφένδρανα
- 2.1.γ. Κατάστρωμα
- 2.1.δ. Κύριες δοκοί
- 2.1.ε. Σύνδεσμοι
- 2.1.ζ. Αντιανέμιος σύνδεσμος
- 2.1.η. Εγκάρσιος σύνδεσμος
- 2.1.θ. Σύνδεσμοι μηκίδων
- 2.1.ι. Σύνδεσμοι τροχοπέδησης
  
- 2.2 Κατηγορίες σιδηρών γεφυρών
- 2.3 Στοιχεία για τις κυριότερες μεταλλικές γέφυρες
  - 2.3.α Απλές γέφυρες
  - 2.3.β Κρεμαστές γέφυρες
  - 2.3.γ. Τοξωτές γέφυρες

2.3.δ. Κινητές Γέφυρες

2.4 Καταστροφές σιδηρών γεφυρών

2.5 Πλεονεκτήματα-Μειονεκτήματα

### 3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

3.1 Υπολογισμοί δικτύματος

I) Φορτία

II) Αντιδράσεις

III) Εσωτερικές δυνάμεις ράβδων

3.2 Επίλυση δικτύματος μέσω Η/Υ

3.3 Επίλυση βάθρων πεζογέφυρας

3.4 Επιλογή διατομών δικτύματος

3.5 Επιλογή διατομών κύριων δοκών και διαδοκίδων καταστρώματος

3.6 Υπολογισμός κοχλιώσεων

3.7 Υπολογισμοί συγκολλήσεων των ράβδων του δικτύματος

# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.α ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το θέμα της πτυχιακής εργασίας είναι η προμελέτη Μεταλλικής Πεζογέφυρας.  
Για την περάτωση της εργασίας αυτής, απαιτήθηκαν γνώσεις υπολογισμού κατασκευών και Μεταλλικών κατασκευών.

Για την καλύτερη παρουσίαση της πτυχιακής χρησιμοποιήθηκαν τα εξής προγράμματα :

1. AutoCad 14
2. Τέκτων 1.2.1.1
3. Word 95
4. Word 97
5. Micro Stress

## 1.β. ΓΕΦΥΡΕΣ

**ΟΡΙΣΜΟΣ** : Γέφυρα είναι το τεχνικό κατασκεύασμα πάνω από ποτάμια, Χαράδρες, δρόμους και άλλα φυσικά ή τεχνητά εμπόδια, ώστε να επιτυγχάνεται η σύνδεση των δύο αντίθετων μεριών (όχθες κ.λ.π) με σκοπό την διευκόλυνση της συγκοινωνίας.

- Η διάκριση τους γίνεται :
  - A. ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους (ξύλινες,μεταλλικές κ.λ.π)
  - B. ανάλογα με τη στατική λειτουργία ( τοξωτές, κρεμαστές, κινητές κ.λ.π)
  - Γ. ανάλογα με τη χρήση τους ( οδογέφυρες, σιδηροδρομικές, κ.λ.π)
  - Δ. ανάλογα με το εμπόδιο που υπερπηδούν (γέφυρες ποταμών κ.λ.π)

## 1.γ. ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στην αρχή της γεφυροποιίας ήταν το ξύλο και η πέτρα. Σημαντικές ξύλινες γέφυρες, είχαν κατασκευαστεί στην προ-χριστιανική αρχαιότητα πάνω σε μεγάλα ποτάμια όπως ο Δούναβης, ο Ρήνος κ.α.. Οι αρχαιότερες πέτρινες γέφυρες ήταν αιγυπτιακές και χτίστηκαν στην περίοδο 2700-2200 π.χ. Στην Κνωσό επίσης, έχουν βρεθεί ελάχιστα ίχνη που αποδεικνύουν ότι είχε χτιστεί μεγάλη γέφυρα (εννέα ανοίγματα και δέκα βάθρα). Μεγάλες σε μήκος γέφυρες είχαν κατασκευάσει οι Ρωμαίοι στην Ισπανία π.χ. στον ποταμό Γκουαντιάνο έχτισαν γέφυρα μήκους 792 μ. με 60 τόξα.

Πραγματική επανάσταση όμως στην κατασκευή των γεφυρών έχουμε τον 18ο αιώνα όπου έχουμε την κατασκευή της πρώτης μεταλλικής γέφυρας. Η ανάπτυξη της τεχνολογίας, η ανάγκη κατασκευής γεφυρών με μεγαλύτερα ανοίγματα και η αύξηση των απαιτήσεων του ανθρώπου σε μετακινήσεις κ.λ.π. είχε αποτέλεσμα

την χρησιμοποίηση κραμάτων σιδήρου στην κατασκευή σιδηρών γεφυρών. Η επαναστατική εξέλιξη της βιομηχανίας του σιδήρου, δίνει τη δυνατότητα μαζικής παραγωγής του απαραίτητου υλικού, σε διαφορετικές ποιότητες και μορφές συνεχώς βελτιούμενες (χυτοσίδηρος, πολτοπαγής ή ρευστοπαγής σίδηρος, χάλυβες υψηλής αντοχής). Επίσης οι μέθοδοι κατασκευής, υπολογισμού και ανάλυσης των μεταλλικών κατασκευών συνεχώς βελτιώνονται διευκολύνοντας την εφαρμογή τους.

Η πρώτη στον κόσμο οδική γέφυρα, από χυτοσίδηρο, κατασκευάστηκε στην Αγγλία (1776-1779). Αποτελείται από 5 τοξωτούς φορείς, με ανοίγματα 30.50 μέτρα ύψος τόξου 12 μέτρα και πλάτος γέφυρας 7.30 μέτρα. Η πρώτη στον κόσμο σιδηρά σιδηροδρομική γέφυρα κατασκευάστηκε επίσης στην Αγγλία το 1824, με κύριες δοκούς χυτοσιδηρές αμφίκυρτης μορφής, ανοίματος 3.80 μέτρα.

Στις αρχές 20ου αιώνα, με την ανακάλυψη του σκυροδέματος ξεκινάει μια νέα εποχή για την γεφυροποιία. Το σκυρόδεμα (απλό, οπλισμένο, προεντεταμένο) χρησιμοποιείται ευρύτατα στην κατασκευή γεφυρών. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι είναι φτηνότερο από το σίδηρο και έχει ευκολότερη κατασκευή. Έτσι έχουμε μια τεχνικά αρτιότερη και οικονομικά βέλτιστη λύση στο πρόβλημα της γεφυροποιίας. Τις τελευταίες δεκαετίες έχουμε συνδυασμό των δύο μεθόδων κατασκευής (μεταλλικές, και από μπετόν) με αποτέλεσμα να αξιοποιούμε τις ιδιότητες τους κατά τον καλύτερο δυνατό τρόπο (σύμμεικτες κατασκευές).



## 2. ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

### 2.1. ΤΑ ΚΥΡΙΟΤΕΡΑ ΤΜΗΜΑΤΑ ΜΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

#### 2.1.α. ΒΑΘΡΑ

Κατασκευάσματα πάνω στα οποία στηρίζονται τα υπόλοιπα τμήματα της γέφυρας και μεταφέρουν τις κατακόρυφες και οριζόντιες αντιδράσεις της γέφυρας στο έδαφος, μέσω των εφεδράνων. Διακρίνονται σε ακρόβαθρα (κατασκευάζονται μεταξύ επιχώματος και ανοίγματος της γέφυρας) και σε μεσόβαθρα (κατασκευάζονται ενδιάμεσα του ανοίγματος της γέφυρας).

Τα βάθρα αποτελούνται κυρίως από τρία μέρη το θωράκιο, το κορμό και το θεμέλιο. Είναι προτιμότερο να κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα, στην περίπτωση ποταμών όπου έχουμε μεγάλη ροή νερού, πρέπει να κατασκευάζονται σύμφωνα με την διεύθυνση του νερού ώστε να μην δέχονται μεγάλες πιέσεις. Τα μεταλλικά βάθρα είναι συνήθως δικτυωτά, εδραζόμενα στο κάτω άκρο των σε θεμελίωση οπλισμένου σκυροδέματος ή σπανιότερα σε έδραση από λιθοποιία.

#### 2.1.β. ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Είναι ειδικές κατασκευές, με προορισμό να μεταφέρουν όλες τις δυνάμεις που ενεργούν στη γέφυρα στα βάθρα. Εξασφαλίζουν τις στροφές και μετατοπίσεις μεταξύ ανωδομής και υποδομής. Διακρίνονται σε:

- Σταθερά (αναλαμβάνουν οριζόντια και κατακόρυφα φορτία οποιασδήποτε διεύθυνσης)
- Κινητά (αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία. Διακρίνονται σε κινητά προς μία διεύθυνση και σε κινητά προς δύο διευθύνσεις)

Στις γέφυρες από χάλυβα, τα εφάδρανα είναι κατασκευασμένα από χυτοσίδηρο ή ειδικό χυτοχάλυβα ή σφυρήλατο βελτιωμένο χάλυβα. Επιδιώκεται η χρήση σφυρήλατου χάλυβα για τους κυλίνδρους και χυτοχάλυβα για τα χυτά κομμάτια. Τα εφάδρανα τοποθετούνται στα σημεία στήριξης όλων των δοκών επί των βάθρων.

### 2.1.γ. ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ

Είναι το κεντρικό μέρος της γέφυρας από το οποίο περνούν τα τροχοφόρα και οι πεζοί (συμπεριλαμβάνει και τα πεζοδρόμια). Διακρίνεται στο επίστρωμα και στις δοκούς καταστρώματος. Η κατασκευή του επιστρώματος γίνεται ανάλογα με τη χρήση της γέφυρας. Π.χ. στις οδοφόρες αποτελείται από το οδόστρωμα και την φέρουσα πλάκα (από σκυρόδεμα ή μεταλλικά ελάσματα), στις σιδηροδρομικές από τους στρωτήρες, οι οποίοι στηρίζονται σε κύριες δοκούς και τις σιδηροτροχιές.

Οι δοκοί του καταστρώματος είναι οι μηκίδες (παράλληλες προς τις κύριες δοκούς) και οι διαδοκίδες (κάθετοι προς τις κύριες δοκούς) οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία στις κύριες δοκούς. Το κατάστρωμα δέχεται απ' ευθείας τα κινητά φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στις κύριες δοκούς.

### 2.1.δ ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ (ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ)

Παραλαμβάνουν και μεταφέρουν όλα τα φορτία της γέφυρας (μονιμα και κινητά) μέσω των εφεδράνων στα βάθρα. Υπό την έννοια αυτή, στους κύριους φορείς ανήκει και το σύστημα καλωδίων (ευθύγραμμων ή όχι) και των αντίστοιχων πυλώνων (των κρεμαστών γεφυρών), μέσω των οποίων γίνεται η μεταφορά των φορτίων της γέφυρας στα βάθρα ή την θεμελίωση.

### 2.1.ε. ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

Είναι επίπεδοι φορείς ( δικτυωτοί ή πλαίσιοι ), με προορισμό αφενός μεν να παραλάβουν τα οριζόντια φορτία που επενεργούν στην γέφυρα και αφετέρου ,σε συνεργασία με τα υπόλοιπα στοιχεία της γέφυρας (κύριοι φορείς κ.λ.π. ), να συνδέσουν έναν ενιαίο και ευσταθή φορέα στον χώρο . Διακρίνονται στους κύριους συνδέσμους (αντιανέμιος και εγκάρσιος ) και στους δευτερεύοντες ( μηκίδων και τροχοπέδησης ).

### 2.1.ζ. ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ

Είναι οριζόντιο δικτύωμα με θεωρητικό άνοιγμα συνήθως ίσο προς το άνοιγμα των κυρίων δοκών , με πέλματα τα πέλματα των κυρίων δοκών , ορθοστάτες τις υπάρχουσες διαδοκίδες ( όταν ο αντιανέμιος γίνεται στο επίπεδο του καταστρώματος ) και διαγώνιους , πρόσθετες ράβδους διατομής L ή J ή δικτυωτές (για μεγαλύτερα ανοίγματα). Χρησιμεύει για να αναλαμβάνει τα οριζόντια φορτία που ενεργούν κάθετα στον άξονα της γέφυρας ( ανεμοπίεση , πλευρική κρούση , φυγόκεντρος δύναμη ) . Σε περίπτωση συμπαγών καταστρωμάτων , αυτά χρησιμεύουν και ως αντιανέμιοι σύνδεσμοι .

### 2.1.η. ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ

Είναι κατακόρυφο δικτύωμα (για άνω διάβαση ) ή πλαίσιο (ανοικτό άνω ή κάτω, ή κλειστό ), τοποθετημένο κάθετα προς το επίπεδο των κυρίων δοκών . Χρησιμεύει για την εγκάρσια σύνδεση των κύριων δοκών με σκοπό την δημιουργία ευσταθούς χωρικού φορέα ,αλλά και για την ανάληψη και μεταφορά των δυνάμεων του άνω αντιανέμιου συνδέσμου στα εφέδρανα . Επιπλέον , για περίπτωση γεφυρών κάτω διάβασης , οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι αποτρέπουν τον κίνδυνο λυγισμού του άνω θλιβόμενου πέλματος των κυρίων δοκών (δικτυωτών ή ολόσωμων ). Η λύση δικτυωτού εγκάρσιου συνδέσμου

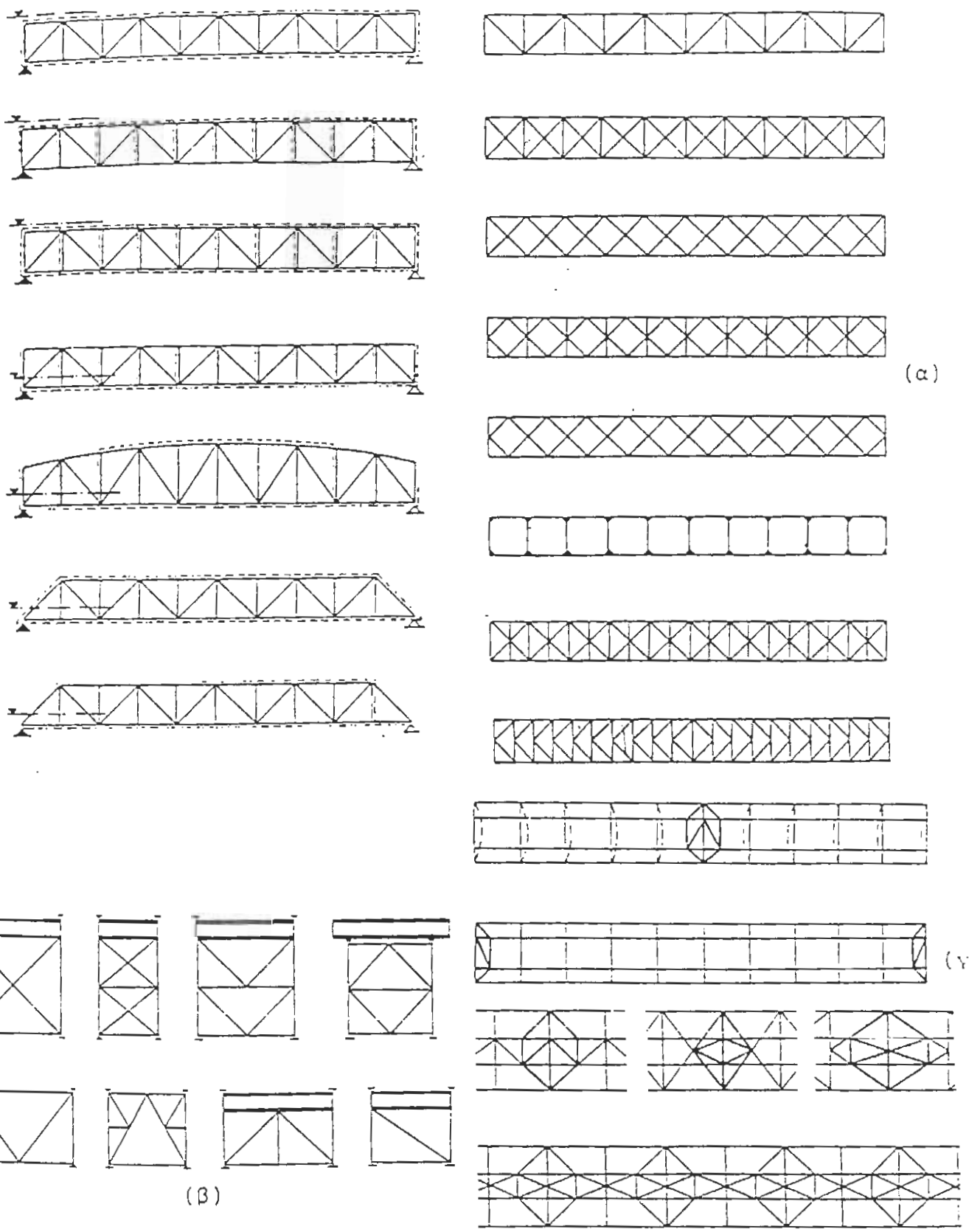
είναι απλούστερη και οικονομικότερη έναντι του πλαισιωτού, και προτιμάται, όταν μπορεί να εφαρμοσθεί.

### 2.1.θ. ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΗΚΙΔΩΝ

Ο δευτερεύων αυτός σύνδεσμος κατασκευάζεται στις σιδηροδρομικές γέφυρες με ανοικτό κατάστρωμα. Είναι οριζόντιο δικτύωμα με πέλματα τις μηκίδες και άνοιγμα ίσο με το μήκος των μηκίδων (απόσταση των διαδοκίδων μεταξύ τους). Παραλαμβάνει τις οριζόντιες πλευρικές κρούσεις των συρμών και μέσω των διαδοκίδων τις μεταφέρει στον αντιανέμιο σύνδεσμο.

### 2.1.ι. ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΤΡΟΧΟΠΕΔΗΣΗΣ

Και ο σύνδεσμος αυτός κατασκευάζεται στις σιδηροδρομικές γέφυρες με ανοικτό κατάστρωμα. Είναι αμφιέριστο οριζόντιο δικτύωμα ανοίγματος όσο το μήκος της διαδοκίδας και διατάσσεται με βασικό στοιχείο μια διαδοκίδα. Τοποθετείται στο μέσο ή στα άκρα της γέφυρας και παραλαμβάνει τις δυνάμεις τροχοπέδησης ή εκκίνησης των συρμών, τις οποίες μεταφέρει στις κύριες δοκούς, υπό μορφή αξονικών δυνάμεων.



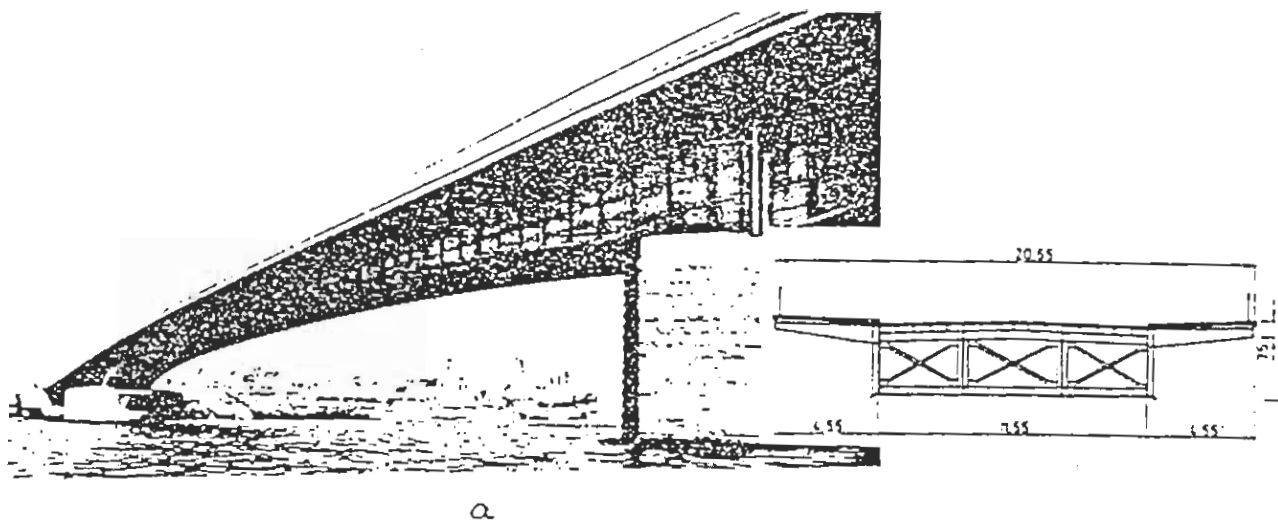
Θέση κυρίων συνδέσμων και αντιανέμιοι σύνδεσμοι (α),  
 γκάρσιλοι σύνδεσμοι (β), σύνδεσμοι μηκίδων και τροχοπέδησης (γ).

## 2.2. ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΙΔΗΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

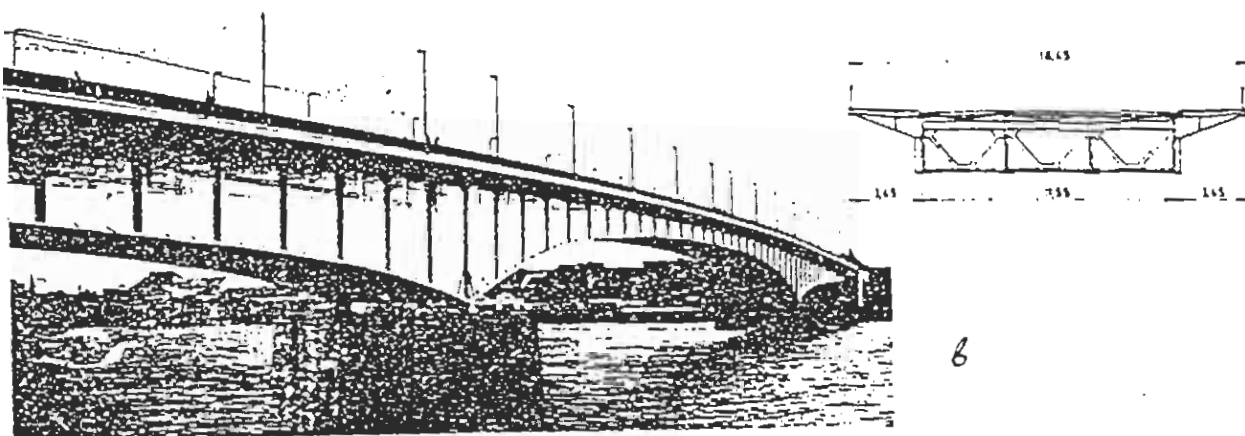
Ανάλογα με τον εκάστοτε παράγοντα, οι σιδηρές γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι κυριότερες από τις οποίες είναι οι ακόλουθες:

1. Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες κ.λ.π.).
2. Στατική μορφή κυρίων δοκών (αμφιέριστες, πλαισιωτές, τοξωτές κ.λ.π.).
3. Μόρφωση κυρίων δοκών (ισοστατικές ή υπερστατικές εσωτερικά, ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς V, N, K κ.λ.π.).
4. Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης).
5. Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες, διώροφες).
6. Είδος συνδέσεως (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές).
7. Λοξότητα (ορθές, λοξές).
8. Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες).
9. Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες).
10. Κινητότητα (σταθερές και κινητές π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες).

Είναι ευνόητο ότι κάθε γέφυρα εντάσσεται σε όλες τις παραπάνω κατηγορίες. Έτσι μία γέφυρα μπορεί να είναι οδική, αμφιέριστη, δικτυωτή, κάτω διάβασης, μονώροφη, κοχλιωτή, ορθή, ευθύγραμμη, οριζόντια, μόνιμη και σταθερή.

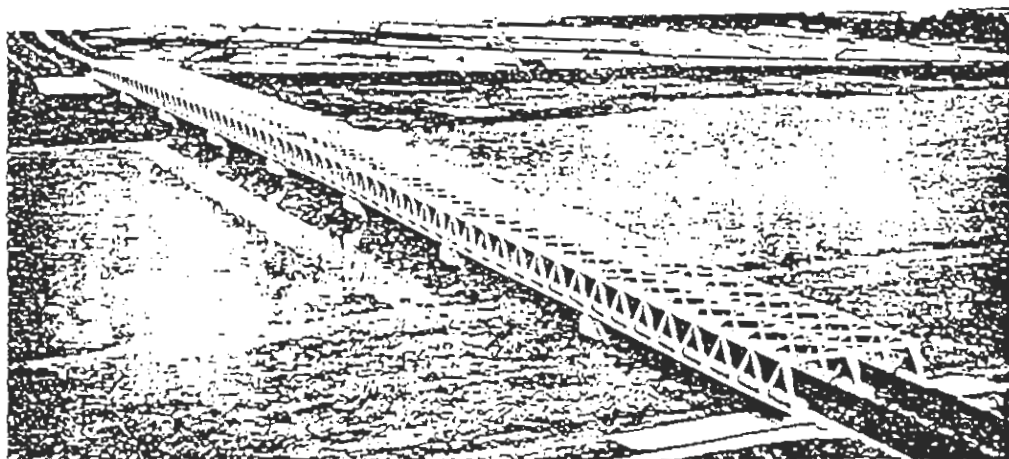


α



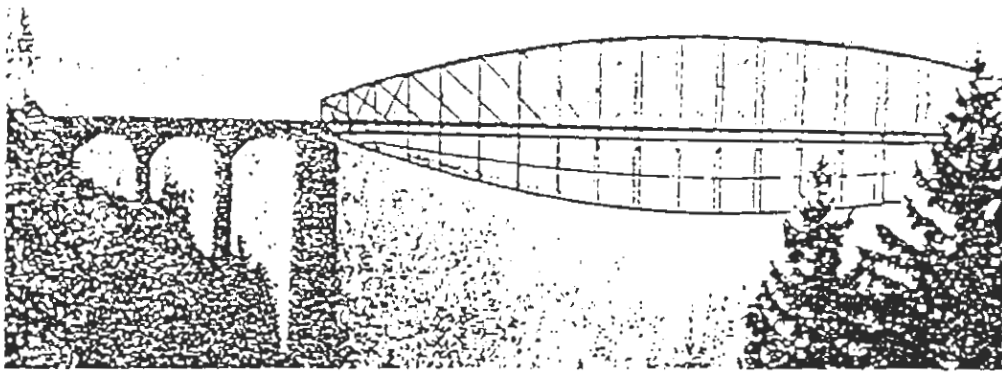
β

Σχ. 1 Ολόσωμες σιδηρές γέφυρες στον Ρήνο (Γερμανία 1946-48)

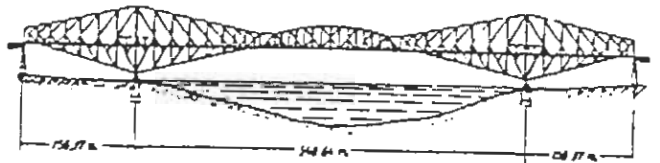
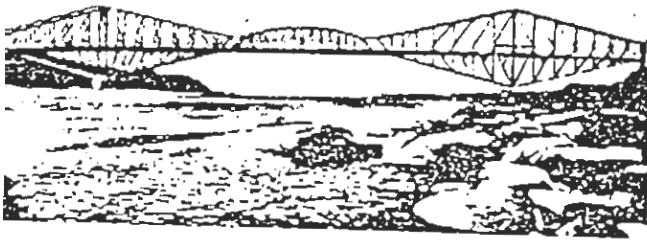


(α)

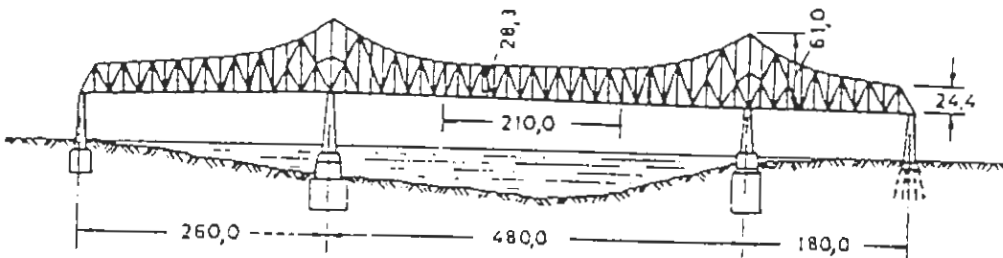
Σχ. 2 Δικτυωτή γέφυρα Tonogawa (α) (Ιαπωνία 1972)



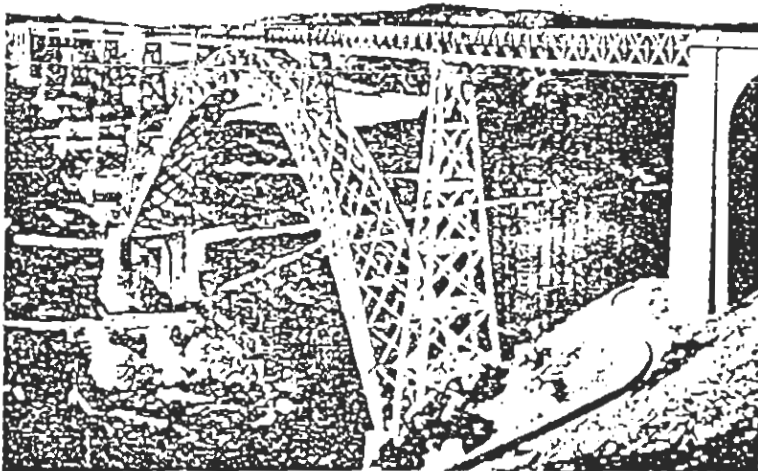
Σιδηροδρομική γέφυρα Trisanna (Αυστρία 1884)



Γέφυρα Quebec (Καναδάς 1900-17)

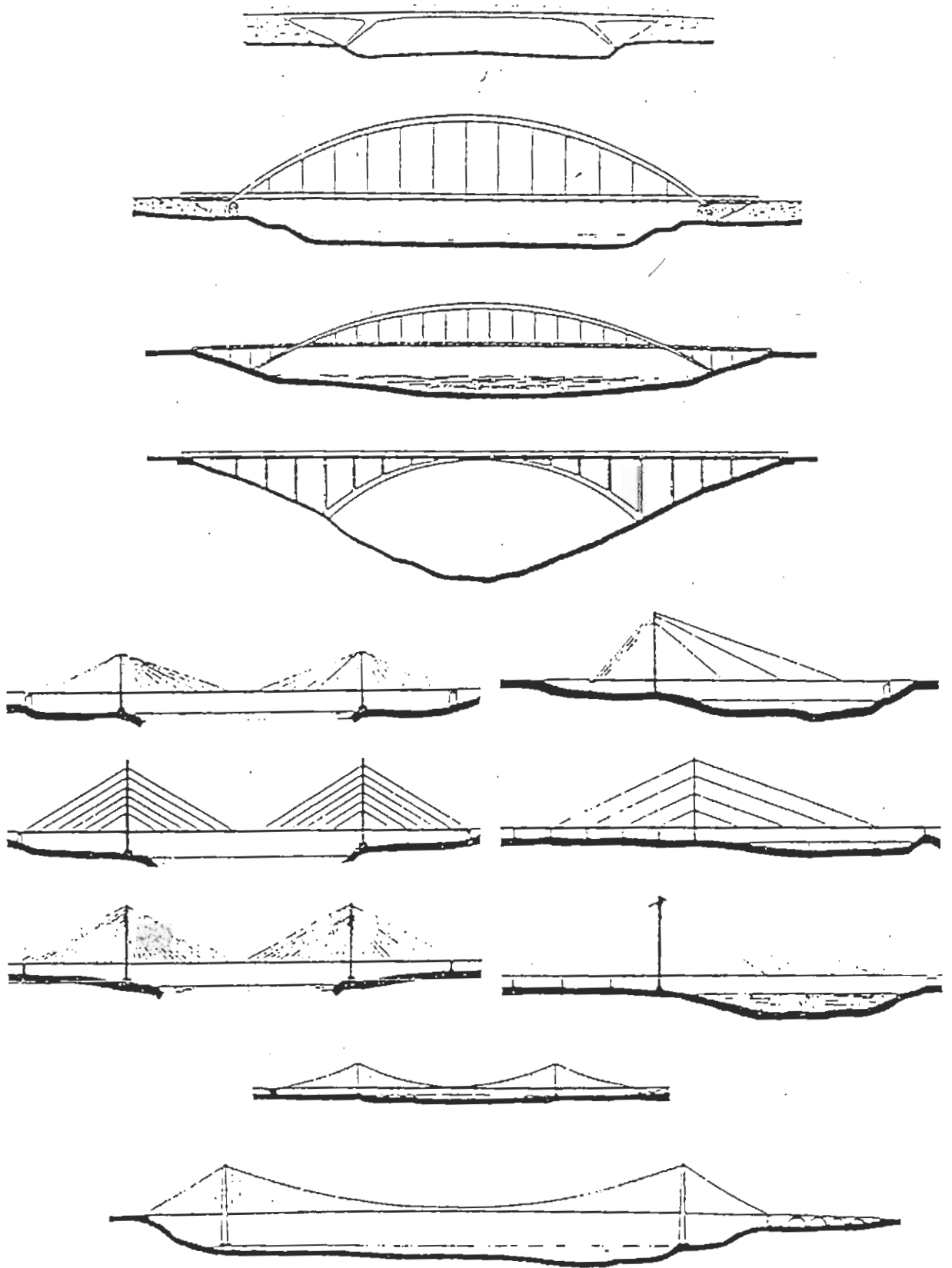


Οδική γέφυρα New Orleans στον Mississippi (USA 1958)

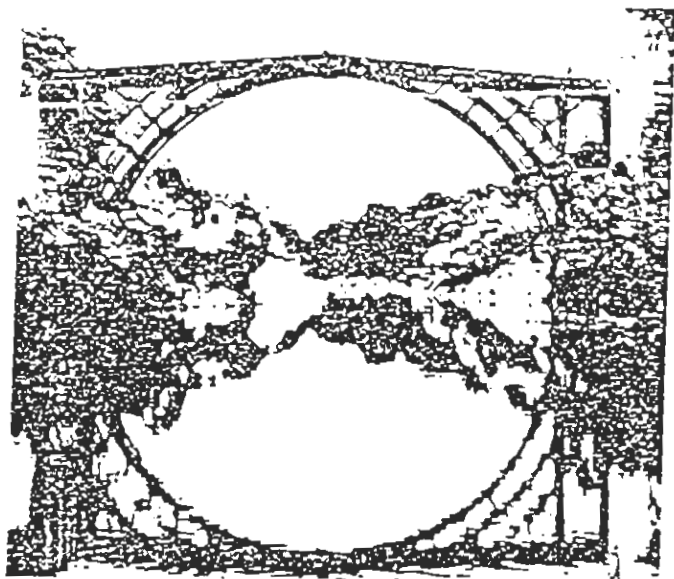


Σιδηροδρομική γέφυρα Garabit (Γαλλία 1880-84)

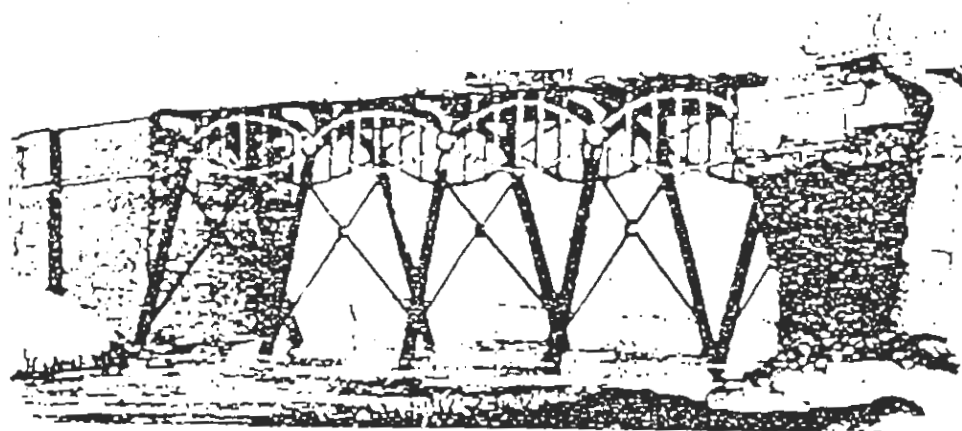




Σχ. 4 Στατικές μορφές γεφυρών



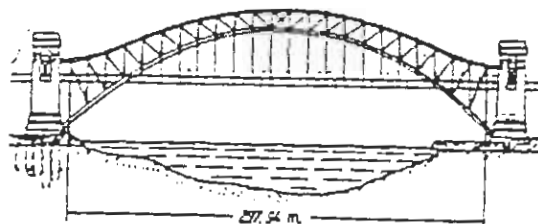
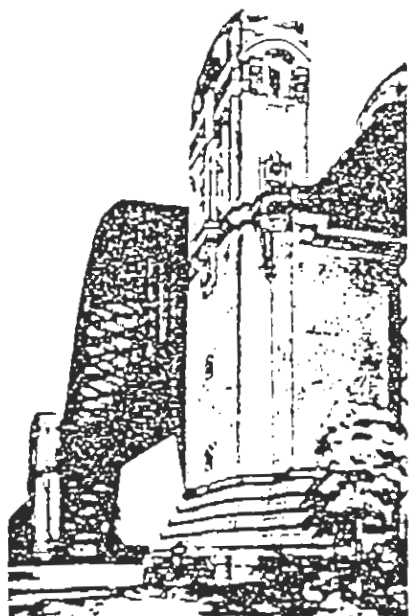
Η πρώτη σιδηρά οδική γέφυρα (Coalbrookdale 1776-79)



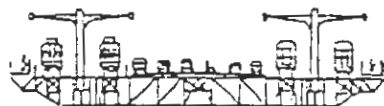
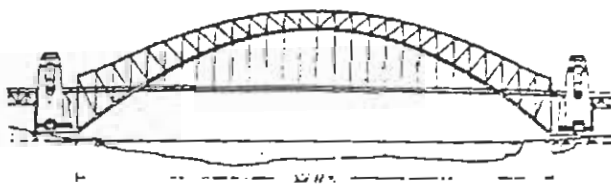
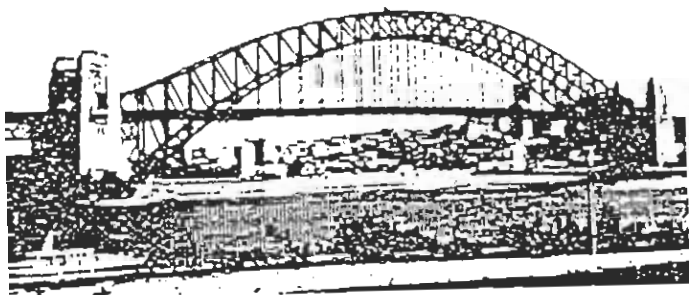
Η πρώτη σιδηρά σιδηροδρομική γέφυρα (γραμμή Stockton-Darlington 1824)



Σιδηροδρομική γέφυρα Britannia (1846-50)

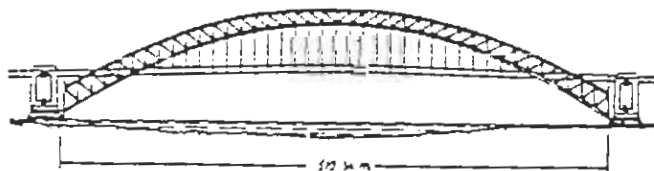
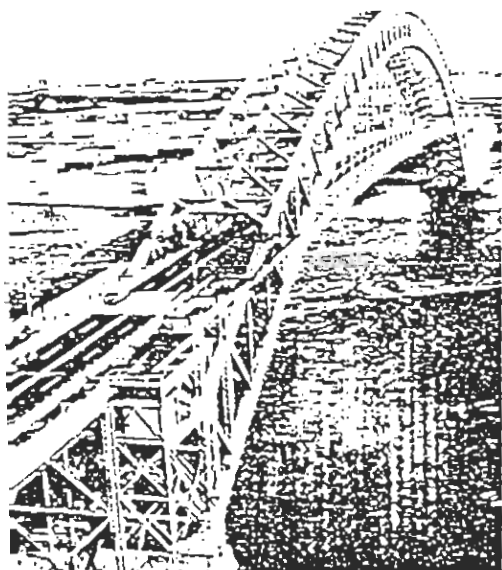


Γέφυρα Hell Gate (N.York 1917)

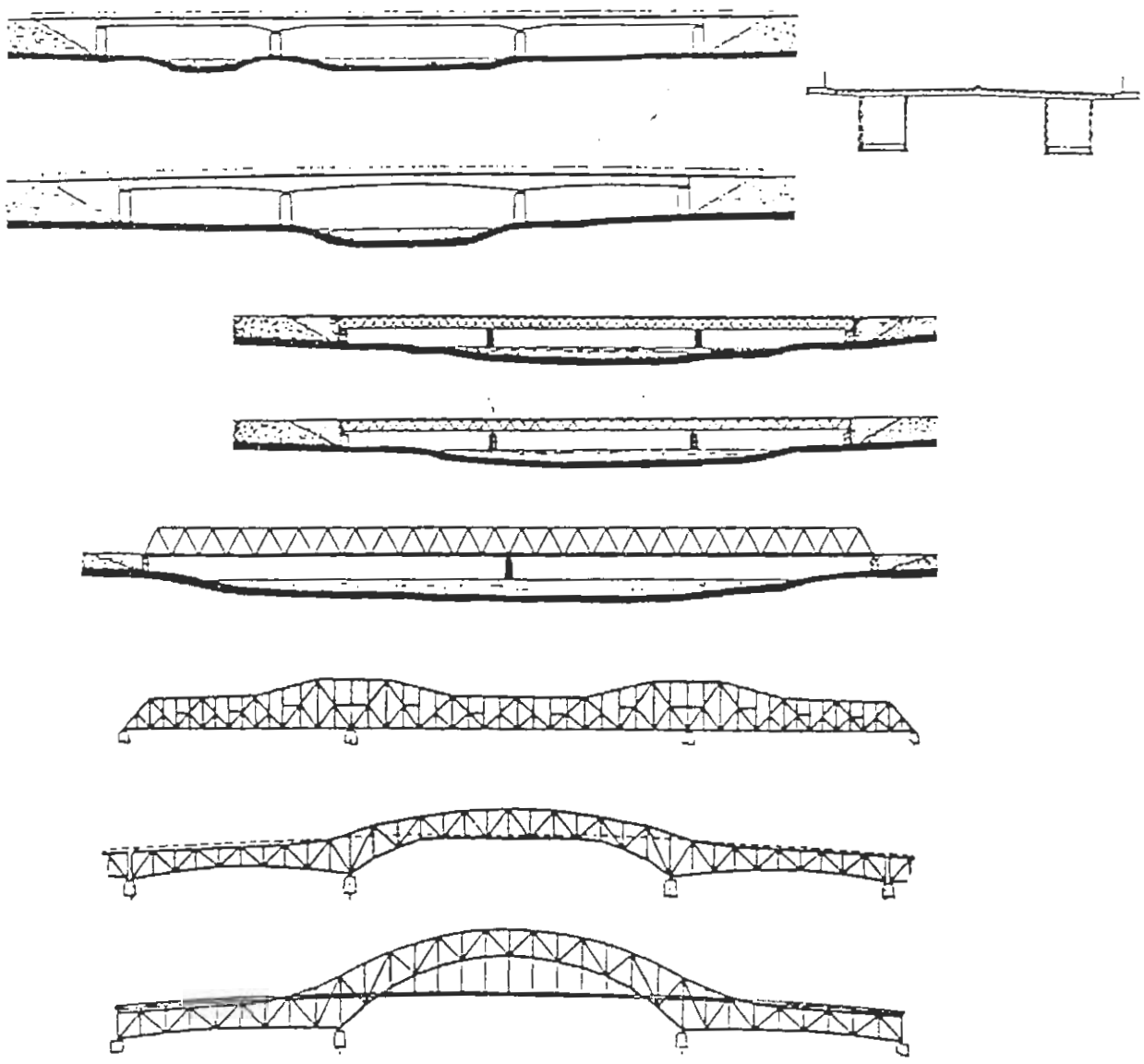


Γέφυρα του Sydney (Αυστραλία 1932)

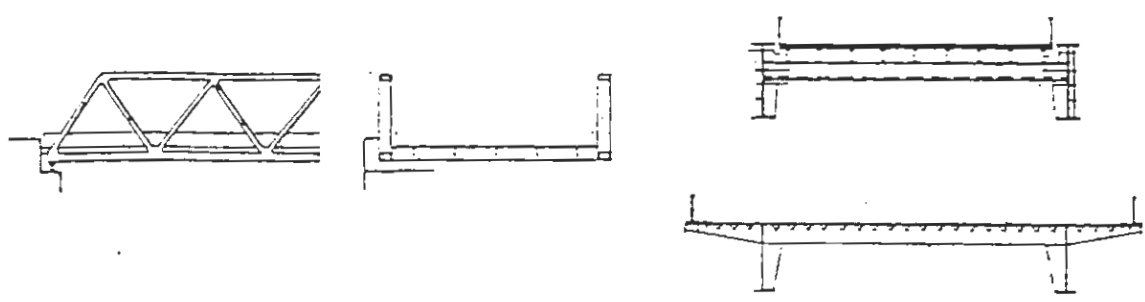
Διατομή



Γέφυρα Bayonne στον ποταμό Kill van Kull (N.York 1931)



Σχ. 4 Ολόσωμες και δικτυωτές κύριες δοκοί



Σχ. 5 Γέφυρες κάτω και άνω διάβασης

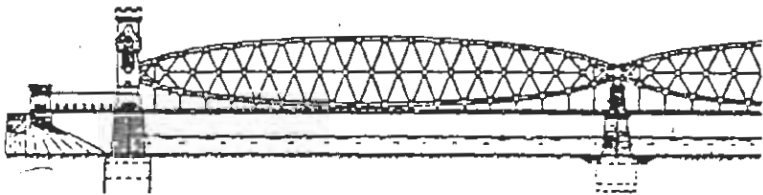
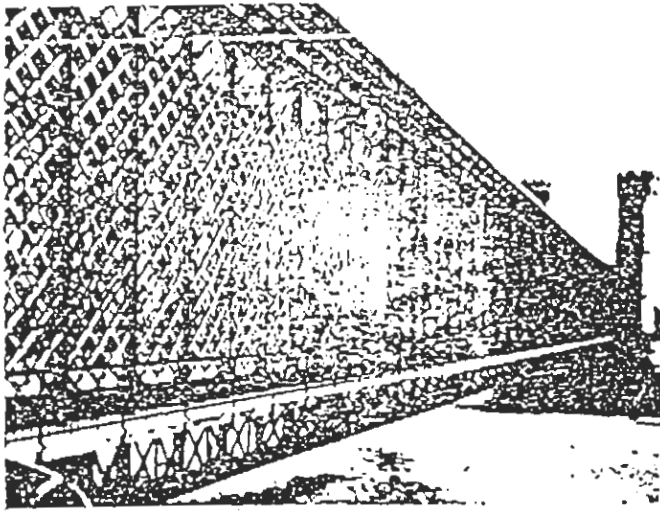
## 2.3. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΚΥΡΙΟΤΕΡΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

### 2.3.α. ΑΠΛΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

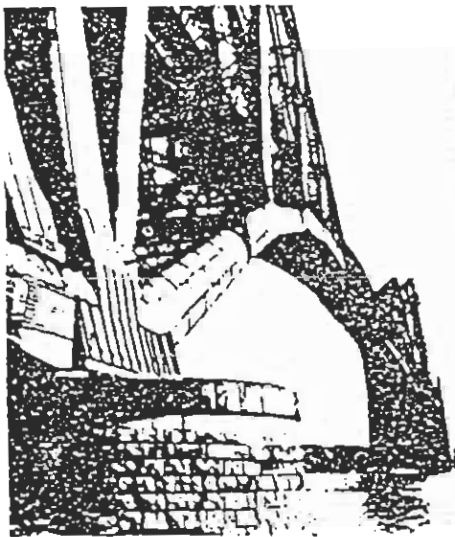
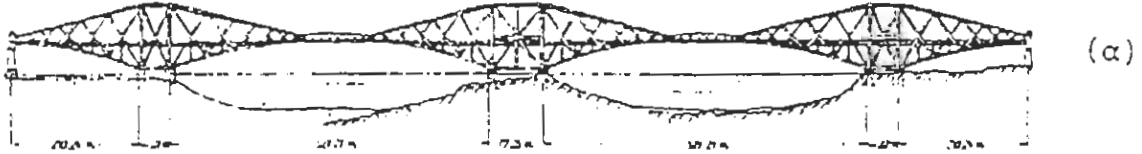
Στηρίζονται σε δύο ή περισσότερα στηρίγματα στα οποία δεν εξασκούνται οριζόντιες δυνάμεις. Για ανοίγματα 20-40 μέτρα κατασκευάζονται με παράλληλα πέλματα σαν ολόσωμοι δοκοί. Για μεγαλύτερα ανοίγματα χρησιμοποιούνται δικτυώματα πολλαπλού συστήματος με ορθοστάτες και διαγωνίους. Για ανοίγματα μεγαλύτερα των 60 μέτρων, οι γέφυρες κατασκευάζονται με το άνω ή κάτω πέλμα καμπύλο ή και τα δύο καμπύλα (ημιπαραβολικά δικτυώματα). Για πολύ μεγάλα ανοίγματα χρησιμοποιούνται τα δικτυώματα με προβόλους που εφεύρε ο Gerber το 1866.

Παραδείγματα σιδηρών γεφυρών :

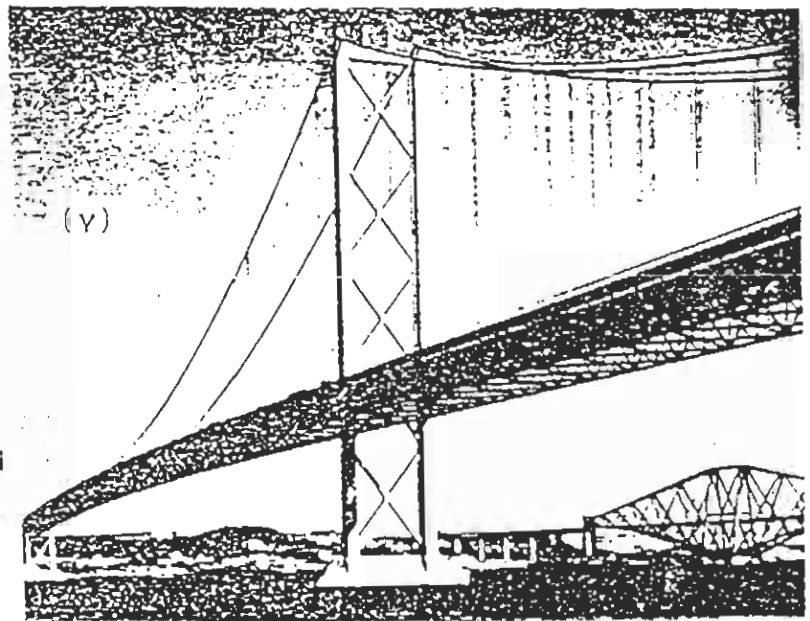
- Η σιδηροδρομική γέφυρα Firth of Forth (1883-90), διπλής τροχιάς, κατασκευάστηκε με κύριες ράβδους σωληνωτής διατομής (μέγιστη διάμετρος 3.66 m) από ρευστοπαγή χάλυβα. Το ελεύθερο άνοιγμα μεταξύ των βάθρων είναι 521 m, ενώ το ύψος του δικτυώματος παρά τα βάθρα είναι 105 m. Το ύψος αυτό γίνεται 12.50 m στο σημείο στήριξης του ενδιάμεσου αμφιέρειστου τμήματος. Ο φορέας είναι δικτυωτή δοκός Gerber, όπου τα ογκώδη δικτυώματα ξεκινούν από τα βάθρα υπό μορφή προβόλου και προς τις δυο κατευθύνσεις, στηρίζουν στο άκρο τους αμφιέρειστα μεσαία δικτυώματα, τα οποία μεταφέρθηκαν με πλωτά μέσα επί τόπου. Ο δικτυωτός φορέας φαρδαίνει προς τη βάση, έτσι ώστε να αυξηθεί η ευστάθεια του.
- Η γέφυρα Quebec (1900-1917), στον Καναδά είναι του ίδιου τύπου με τη γέφυρα



Παλιά και νέα σιδηροδρομική γέφυρα στο Dirschau της Γερμανίας (1851-55)



(β)



(γ)

Σιδηροδρομική γέφυρα Firth of Forth (1883-90)

του Forth (συνεχής δικτυωτή δοκός με αρθρώσεις) με το μεγαλύτερο μέχρι σήμερα μεσαίο άνοιγμα για δικτυωτές δοκούς (595 m.).

- Η οδοφόρος γέφυρα New Orleans στον Mississippi (USA, 1958), ενώ είναι πολύ μεταγενέστερη βασίζεται στην ιδέα με την Forth και την Quebec, έχει μεσαίο άνοιγμα 480 m.

### 2.3.β. ΚΡΕΜΑΣΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Οι γέφυρες αυτές προτιμώνται για πολύ μεγάλα ανοίγματα. Το κατάστρωμα τους κρέμεται από χαλύβδινα καλώδια. Τα καλώδια αυτά έχουν συνδεθεί με πύργους στήριξης που χτίζονται σε κατάλληλα μέρη (δεν στηρίζονται δηλαδή πάνω στα βάθρα).

Οι κρεμαστές γέφυρες ενισχύονται με αλυσίδες συνδεδεμένες μεταξύ τους με διαγώνιες ράβδους. Είναι επίσης ελαφρότερες από τις άλλες, εύκολης τοποθέτησης και από αισθητικής πλευράς ικανοποιητικές. Τις κρεμαστές γέφυρες μπορούμε να τις διακρίνουμε σε τέσσερις κατηγορίες:

#### 1. Απλές γέφυρες εύκαμπτες.

Μικρές γέφυρες για πεζούς στις οποίες η ανάρτηση του καταστρώματος γίνεται μόνον από αλυσίδες (σιδερένια ελάσματα) μη συνδεδεμένα μεταξύ τους.

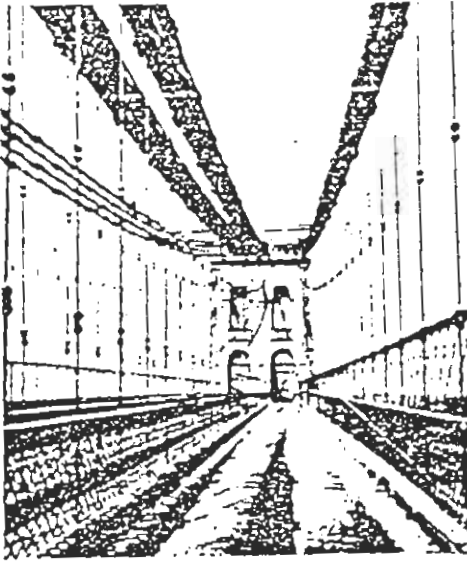
#### 2. Γέφυρες άκαμπτες.

Στις γέφυρες αυτές οι διάφορες αλυσίδες είναι συνδεδεμένες μεταξύ τους με διαγώνιους, επιπλέον το κατάστρωμα είναι κατασκευασμένο από δικτυώτους δοκούς.

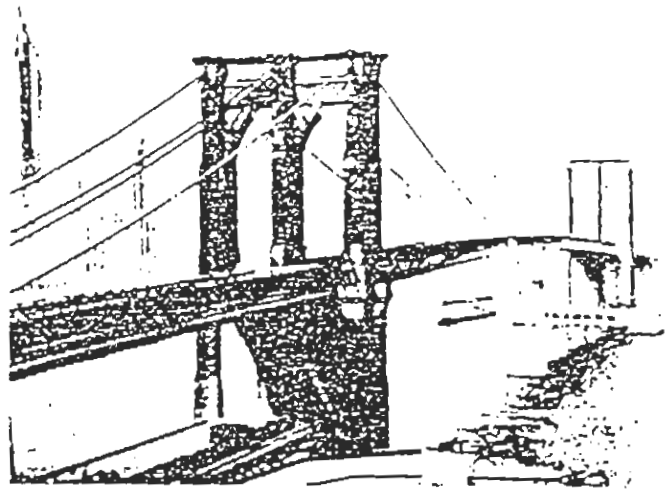
#### 3. Γέφυρες με άκαμπτους φορείς.

Συνδιασμός απλής κρεμαστής γέφυρας και άκαμπτου φορέα (άκαμπτων δοκών) που συγκρατείται από τα καλώδια, μέσω αναρτημένων τενόντων.

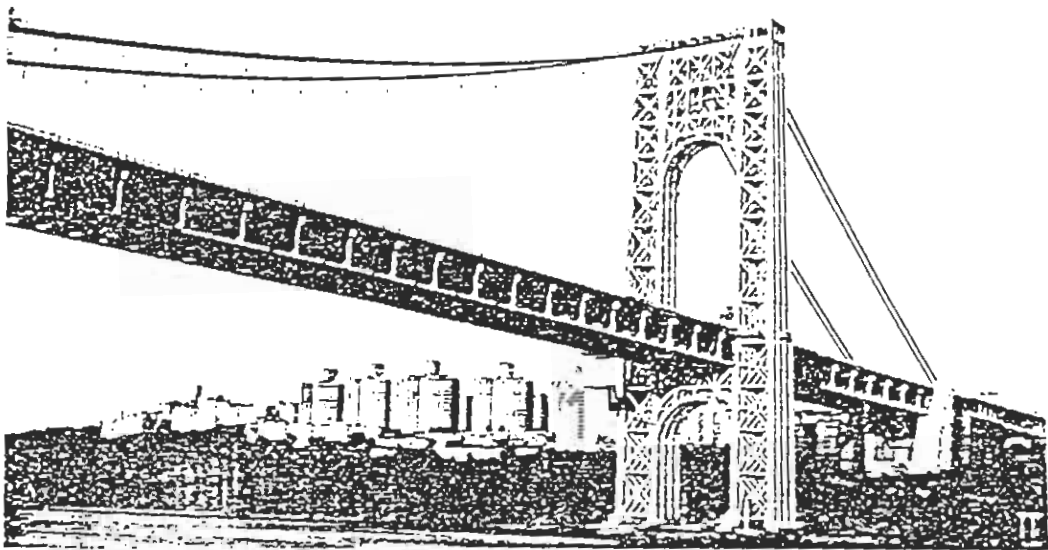
#### 4. Γέφυρες με τύπους συνδιασμένων δοκών που λειτουργούν σαν ανεστραμένα τόξα



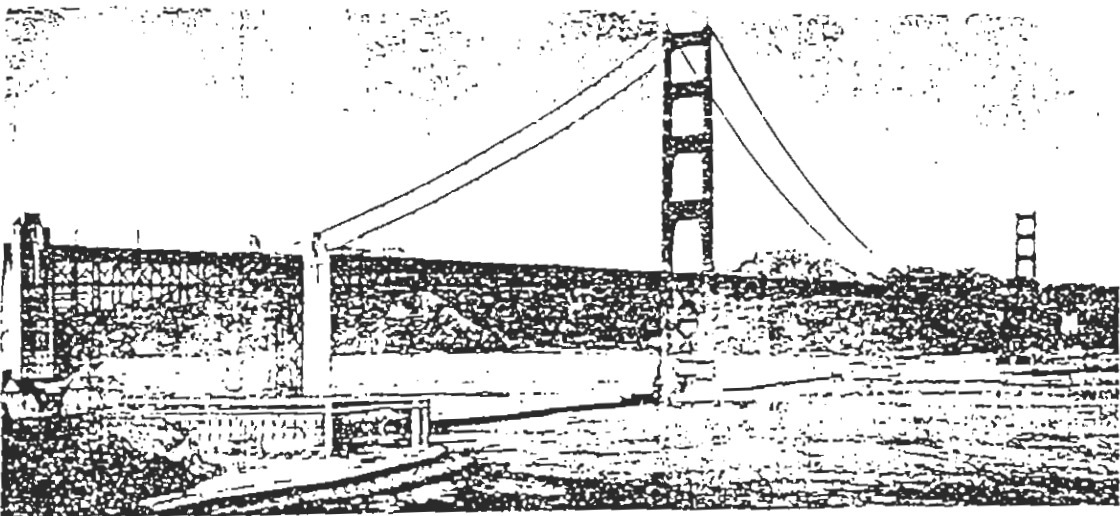
Γέφυρα Menai  
(Αγγλία 1819-26)



Σχ.1.14. Γέφυρα Brooklyn (1870-83)



Γέφυρα G.Washington (N.York 1927-31)



Γέφυρα Golden Gate (San Francisco 1933-37)



με ή χωρίς αρθρώσεις .

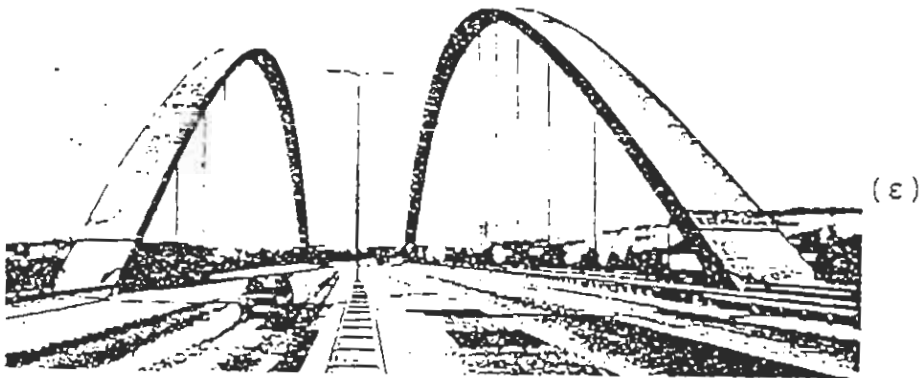
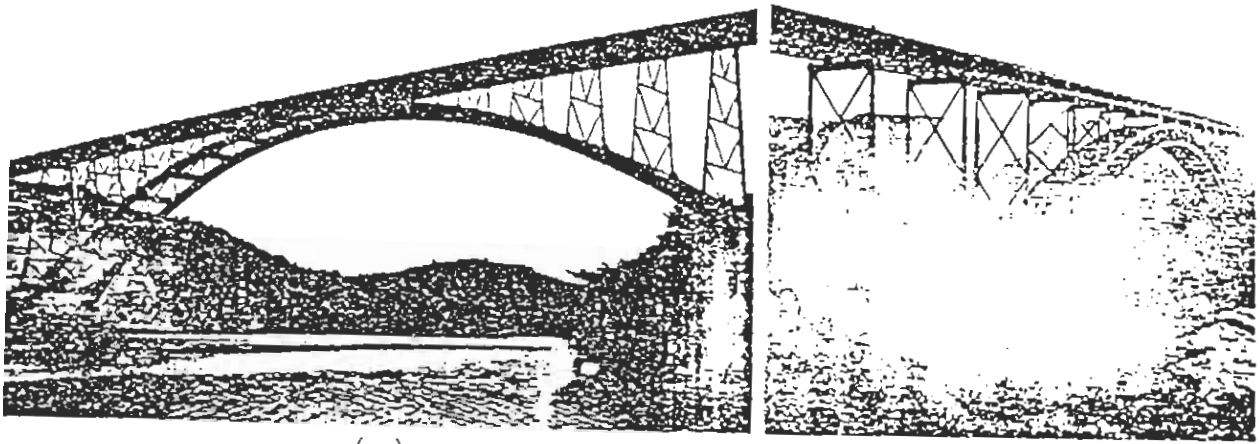
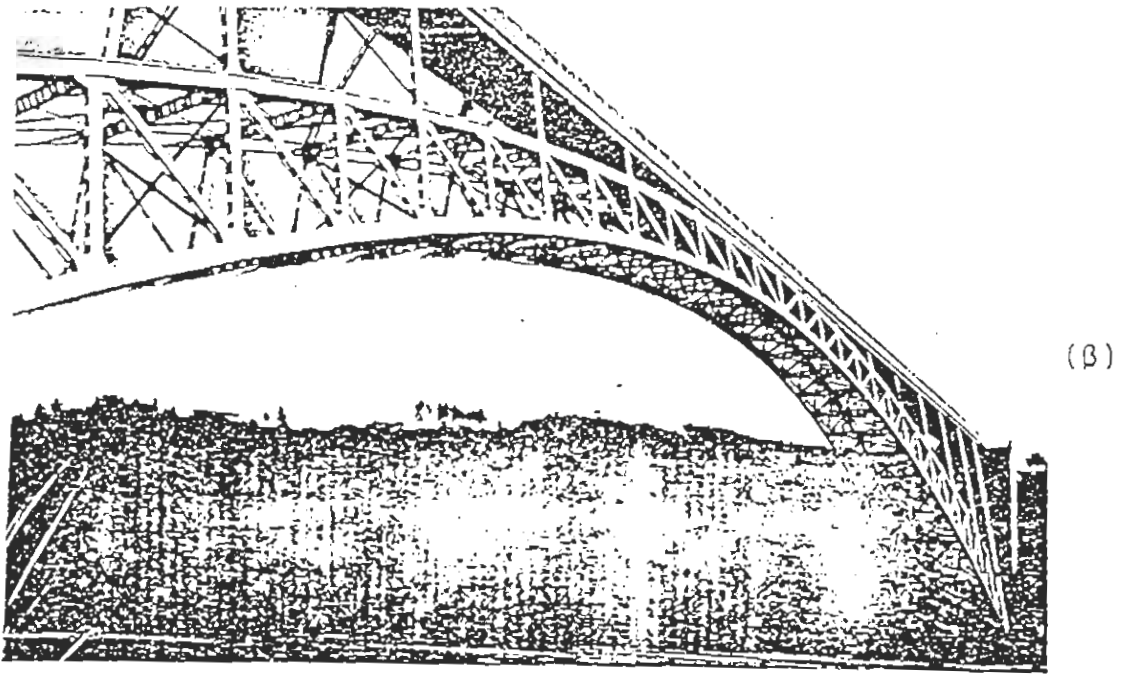
Ο τύπος αυτός της γέφυρας εξισώνει μια γέφυρα μεταλλική ευθύγραμμη ανοίγμα-150 μ. και μία τοξωτή μέχρι άνοιγμα 200 μ. Τα καλώδια αποτελούνται από δέσμες νημάτων (συρμάτων) χάλυβα .

Παραδείγματα σιδηρών γεφυρών :

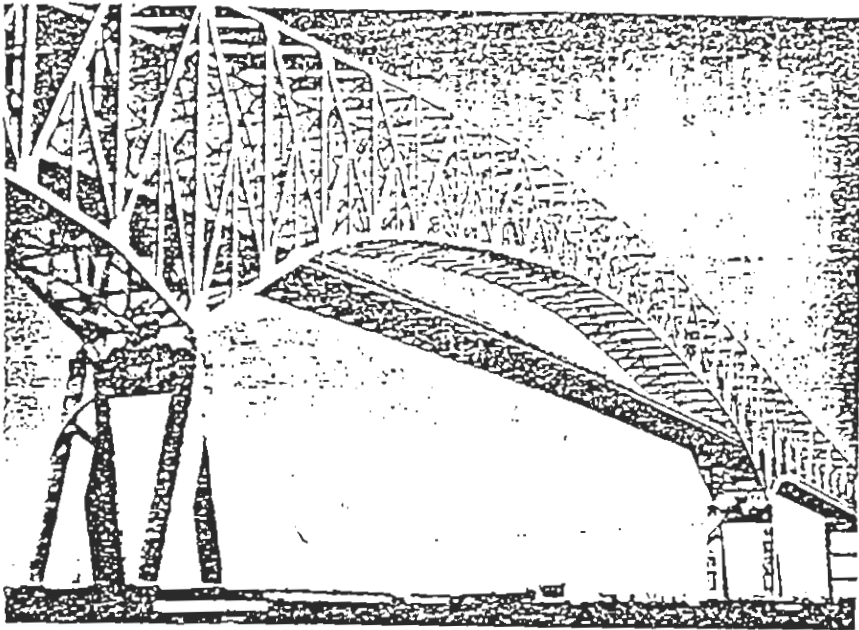
- Από τα πρώτα δείγματα , των κρεμαστών γεφυρών είναι η γέφυρα Μεναί (1918-26) . Με καλώδια ανάρτησης άλυσο από σφυρήλατο σίδηρο (αμφιαρθρώτα ελάσματα μήκους 3 m με ειδική διαμόρφωση στα άκρα για την μεταξύ τους σύνδεση μέσω βλήτρων Φ76) . Η γέφυρα είχε άνοιγμα 177 m και πλάτος 9 m , ήταν δε ανηρτημένη από 4 άλυσους των τεσσάρων λεπίδων η κάθε μια .
- Η γέφυρα Brooklyn (1870-83) επί του East river με κύριο άνοιγμα 488 m και δυο πλευρικά 284 m , η γέφυρα G.Washington με διάμετρο κάθε καλωδίου 76 cm (σύνθεση 26.474 συρμάτων) , καθώς και η γέφυρα Golden Gate στο San Francisco (1933-37) με κύριο άνοιγμα 1280 m , πλάτος 18.30 m , ύψος πυλώνων 227.50 m και διάμετρο κάθε καλωδίου 93 cm (με 27.512 σύρματα) , είναι μερικά δείγματα παλαιών γεφυρών .

### 2.3.γ. ΤΟΞΟΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

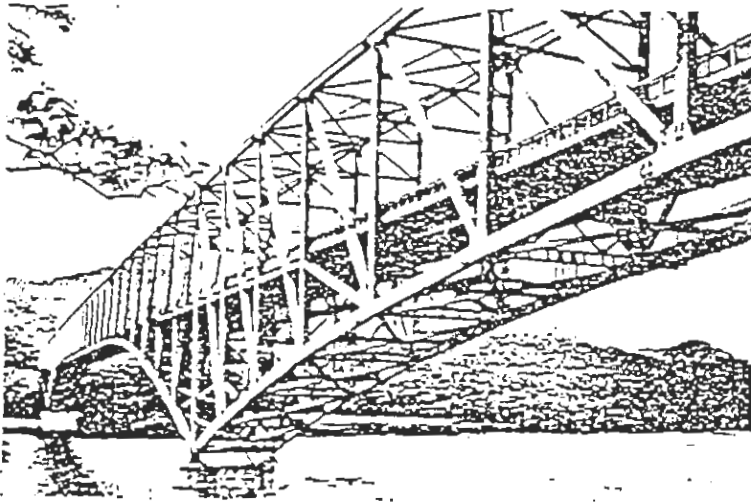
Οι γέφυρες αυτές εξασκούν οριζόντιες ωθήσεις στα στηρίγματα τους . Διακρίνονται σε γέφυρες χωρίς αρθρώσεις , με δυο αρθρώσεις και με τρεις αρθρώσεις . Με σκοπό να εξαλειφθούν οι δυσχέρειες που προέρχονται από τις υποχωρήσεις των στοιχείων του σκελετού κατά τη διάρκεια της κατασκευής μεγάλων γεφυρών και για να αποφευχθούν οι αοριστίες των στηρίξεων και δεσμών των ράβδων εφοδιάζονται οι ασίδες των τόξων με αρθρώσεις .



1.3 Τοξωτές γέφυρες: (β) Saikai (Ιαπωνία 1955), (γ) Matoya (Ιαπωνία), (δ) New River Gorge (USA), (ε) Schwabelweis (Regensburg 1982)

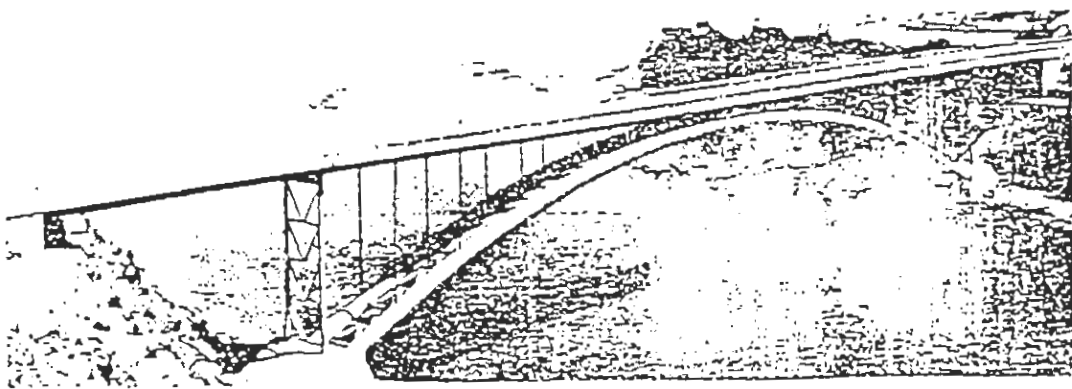


(β)



(γ)

Σχ. 2 .Δικτυωτές γέφυρες:(β) Francis Scott Key (USA 1978) και (γ) Kuroinoseto (Ιαπωνία 1974)



(α)

Σχ. 3 .Τοξωτές γέφυρες:(α) Matsushima (Ιαπωνία).

### 2.3.δ. ΚΙΝΗΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Οι κινητές γέφυρες διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

#### 1. Σταθερής υποδομής .

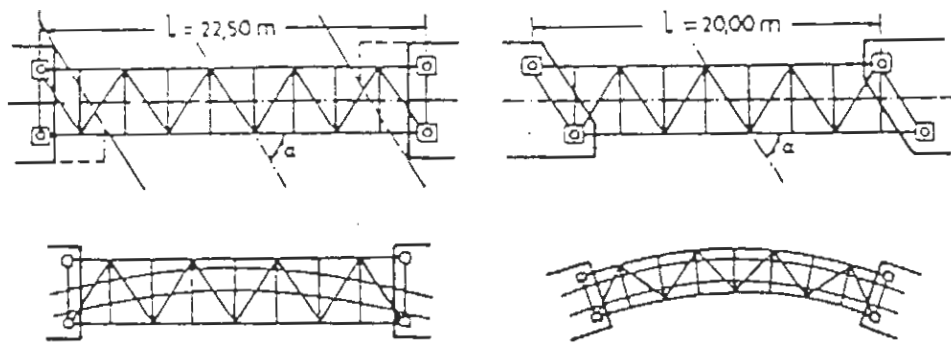
Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι ανυψούμενες ,οι κυλιόμενες και οι περιστρεφόμενες γέφυρες ,περί κατακόρυφο άξονα και οριζόντιο. Στις κινητές γέφυρες η υποδομή ( βάθρα ) παραμένει σταθερή , ενώ η επιδομή ( φορέας , κατάστρωμα γέφυρας ) μετακινείται , είτε ανυψούμενη ολόκληρη κάθετα προς τον άξονα της , είτε μετακινείται οριζόντια στο οριζόντιο επίπεδο , είτε κάθετα προς τον άξονα της γέφυρας , είτε κατά την διεύθυνση του άξονα της , είτε στρέφεται περί κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα .

#### 2. Κινητής υποδομής .

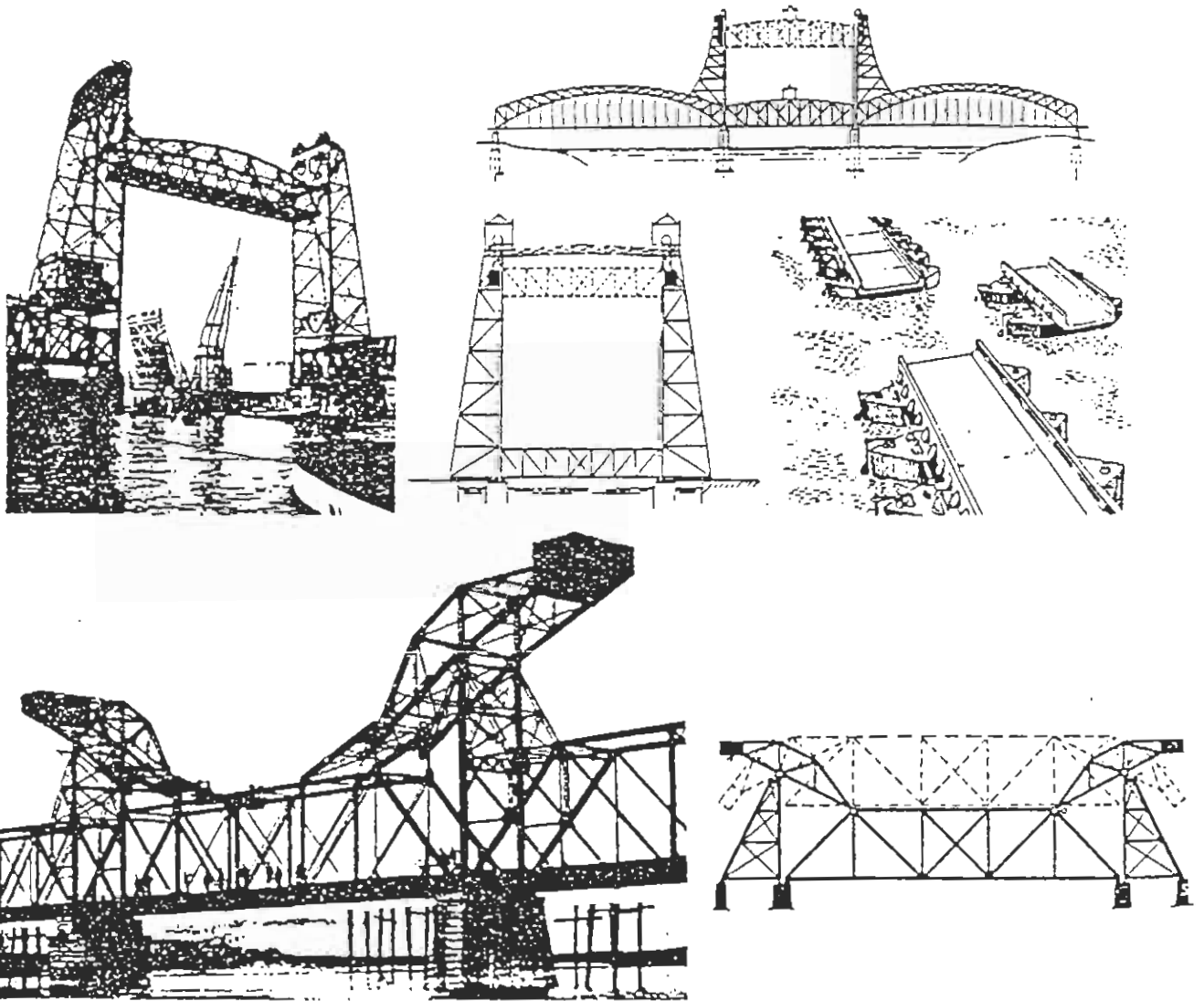
Στη κατηγορία αυτή ανήκουν οι πλωτές γέφυρες , οι οποίες χρησιμοποιούνται όταν θέλουμε να γεφυρώσουμε ένα μεγάλο ποτάμι προσωρινά . Η υποδομή τους αποτελείται από σχεδίες ή βάρκες ( ξύλινες ή μεταλλικές ) ή πλωτήρες τους οποίους αγκυρώνουμε σε ανάλογες αποστάσεις μεταξύ τους και σε όλο το πλάτος του ποταμού . Πάνω στη βάρκα τοποθετούμε μια μικρή σχάρα από εγκάρσιες διαδοκίδες και πάνω σ' αυτή τοποθετούμε δύο δοκούς κατά μήκος της βάρκας . Πάνω σ' αυτούς τοποθετούμε τους κυρίως φορείς , οι οποίοι είναι ξύλινες δοκοί που υποβαστάζουν το κατάστρωμα της γέφυρας .

#### 3. Λυόμενες μεταλλικές γέφυρες .

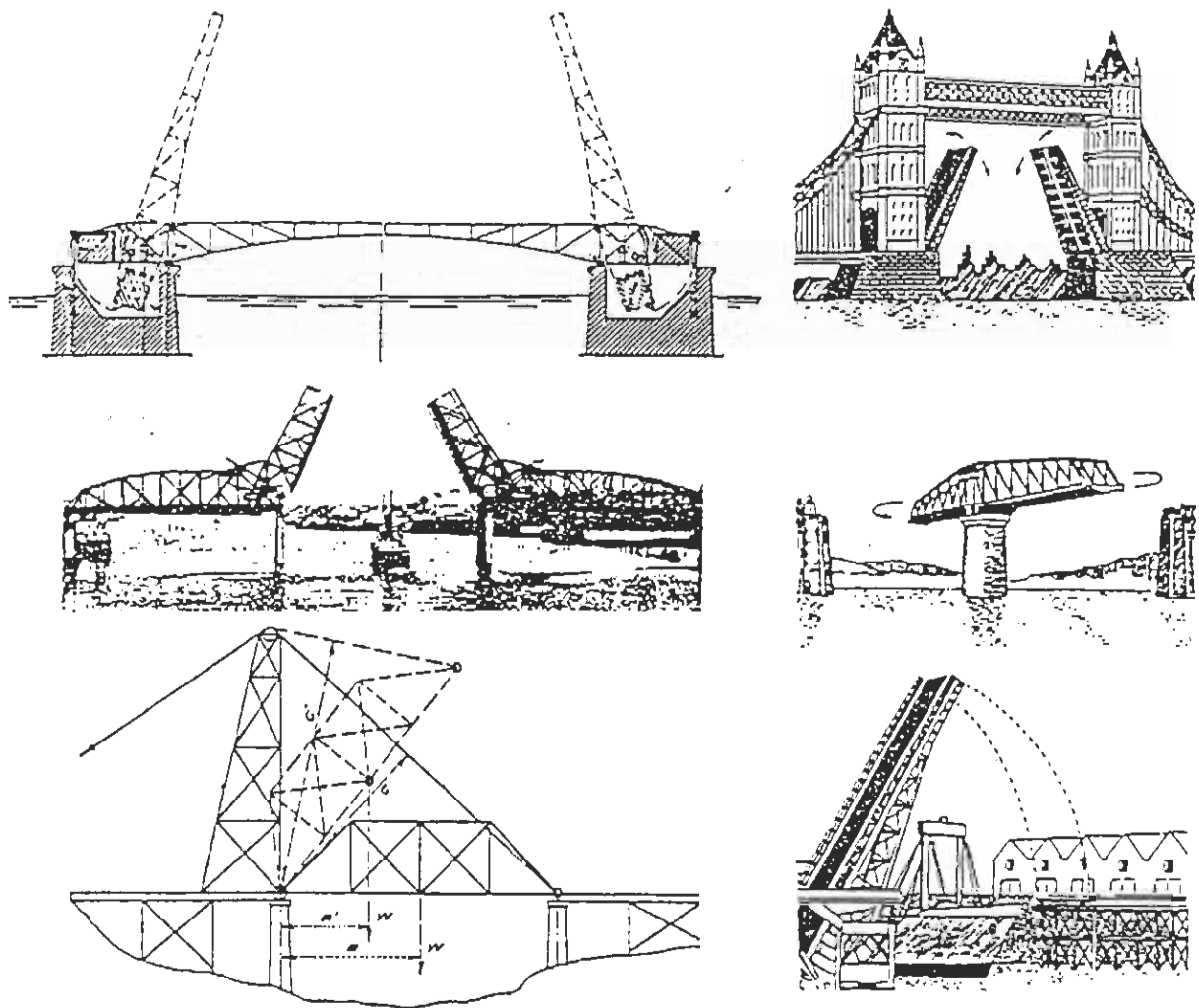
Στη κατηγορία αυτή ανήκουν οι πολεμικές γέφυρες . Οι γέφυρες αυτές αποτελούνται από ράβδους ή φατνώματα , τα οποία μεταφέρονται λυμένα και συναρμολογούνται στον τόπο του έργου με κοχλιοφόρους ήλους με ή χωρίς βλήτρα . Παράλληλα με τη συναρμολόγηση του δικτύωματος γίνεται και η συναρμολόγηση των βάθρων . Οι λυόμενες μεταλλικές γέφυρες είναι ταχείας τοποθετήσεως .



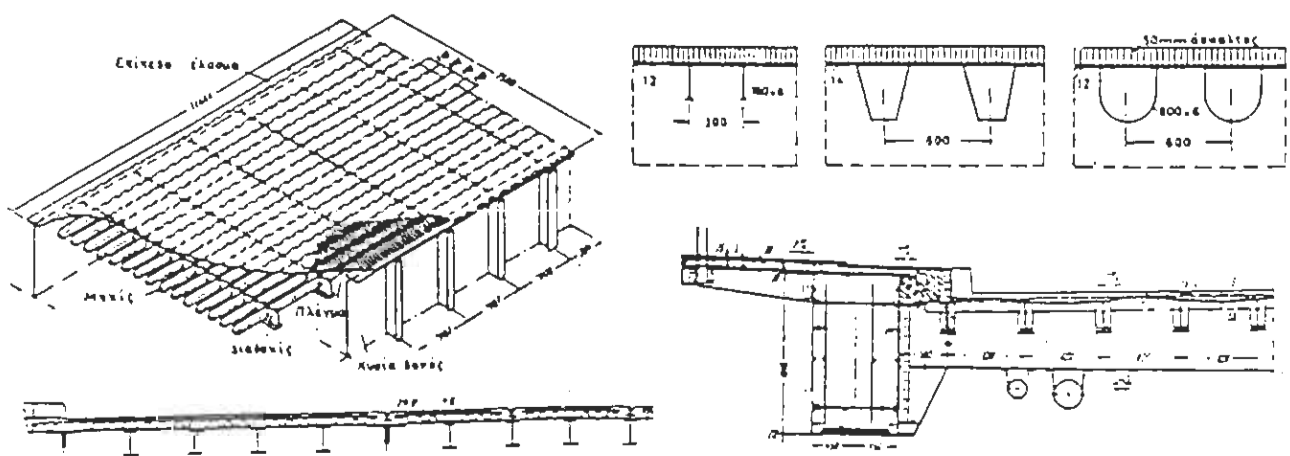
Σχ. 6 Ορθές, λοξές και καμπύλες γέφυρες



Σχ. 7 Κινητές γέφυρες (συνεχίζεται)



Σχ. 7 Κινητές γέφυρες



Σχ. 8 Κατάστρομα γεφυρών

## 2.4. ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΕΣ ΣΙΔΗΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

Οι κυριότερες αιτίες καταστροφής γεφυρών είναι οι ακόλουθες :

1. Λανθασμένος υπολογισμός ή μόρφωση ( λυγισμός , δυναμική φόρτιση ).
2. Αμέλεια ή προφανή σφάλματα ( παραλήψεις στην κατασκευή ).
3. Κακή συντήρηση (σκωρίαση ).
4. Κακή ποιότητα υλικού .
5. Υπερφόρτωση ( πέραν του φορτίου υπολογισμού ).
6. Πρόσκρουση οχημάτων ή πλοίων .
7. Εκτροχίαση σιδηροδρομικών συρμών .
8. Απρόβλεπτες μετακινήσεις εδάφους θεμελίωσης .
9. Σεισμός – άνεμος – χιόνι .
10. Πλημμύρα – πυρκαγιά .
11. Πόλεμος .

## 2.5. ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ – ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σιδηρών γεφυρών , απορρέουν από τις ιδιότητες του χάλυβα που χρησιμοποιείται και είναι τα παρακάτω :

1. Υψηλή αντοχή ( λεπτές διατομές , μικρό ίδιο βάρος , οικονομία υλικού και χώρου )
2. Ολκιμότητα ( εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία ).
3. Ομοιομορφία υλικού ( επισταμένοι έλεγχοι κατά την παραγωγή ).
4. Μεγάλη διάρκεια ζωής ( απεριόριστη για τακτική συντήρηση ).
5. Τροποποίηση ή ενίσχυση υπάρχουσών γεφυρών ( για αύξηση ωφέλιμου φορτίου ).
6. Επαναχρησιμοποίηση υλικού .
7. Ευκολία κατασκευής .

8. Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων ( άνω και των 1500 m ).

9. Άριστα αισθητικά αποτελέσματα .

Σαν κυριότερο μειονέκτημα αναφέρεται η σκωρίαση , η οποία αποτελεί την “Αχίλλειο πτέρνα ” γενικά των σιδηρών κατασκευών . Αυτό συνεπάγεται αύξηση του κόστους συντήρησης έναντι άλλων υλικών .



**ΘΕΜΑ: Μελέτη Μεταλλικής Πεζογέφυρας**

μήκους 30,00 m

πλάτους 2,20 m

ποιότητα χάλυβα St 37

επιτρεπόμενες τάσεις:

$$\sigma_{\text{επιτρ.}} = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

$$T_{\text{επιτρ.}} = 0,80 * \sigma_{\text{επιτρ.}} = 19,20 \text{ KN/cm}^2$$

### 3.1 Υπολογισμός δικτυώματος

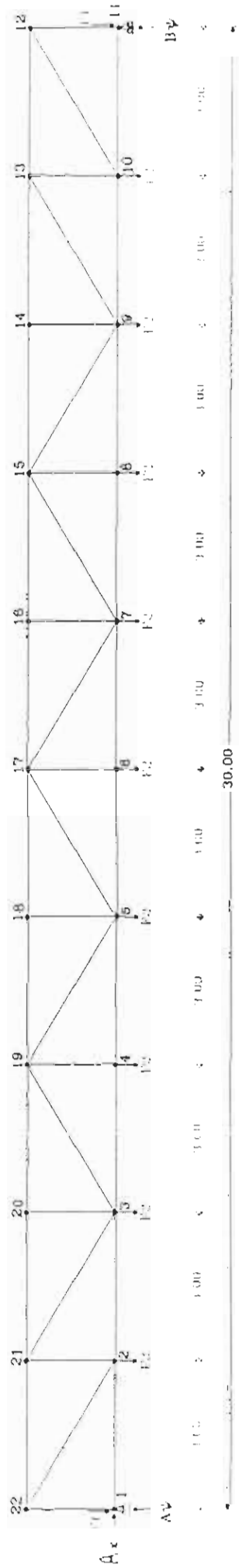
I. Φορτία

II. Αντιδράσεις

III. Εσωτερικές δυνάμεις ράβδων

# Ο Ψ Η Δ Ε Κ Τ υ ώ μ α τ ο ς

κλ. 1:120



## Ι. ΦΟΡΤΙΑ

Υπολογίζουμε κάθε πιθανό συνδυασμό φορτίσεων που μπορεί να παραλάβει η γέφυρα. Επιλέγουμε την δυσμενέστερη φόρτιση βάση της οποίας θα γίνει ο υπολογισμός του δικτυώματος της πεζογέφυρας.

1) Βάρος πεζογέφυρας + χιόνι :

$$rd_1 = \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k = 1,35 * 2,00 + 1,50 * 0,50 = 3,45 \text{ KN/m}^2$$

2) Βάρος πεζογέφυρας + κινητό φορτίο :

$$rd_2 = \gamma_G * G_k + \gamma_Q * q_k = 1,35 * 2,00 + 1,50 * 2,80 = 6,90 \text{ KN/m}^2$$

3) Βάρος πεζογέφυρας + χιόνι + κινητό φορτίο :

$$rd_3 = \gamma_G * G_k + \psi * (\gamma_Q * Q_k + \gamma_Q * G_k) =$$
$$1,35 * 2,00 + 0,90 * (1,50 * 0,50 + 1,50 * 2,80) = \underline{7,16 \text{ KN/m}^2}$$

όπου  $\gamma_G$ : συντελεστής ασφαλείας για μόνιμα φορτία

$\gamma_Q$ : συντελεστής ασφαλείας για μεταβλητά φορτία

$\psi$ : μειωτικός συντελεστής

$G_k$ : χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$Q_k$ : χαρακτηριστική τιμή των μεταβλητών δράσεων

Άρα η δυσμενέστερη φόρτιση είναι  $F = 7,16 \text{ KN/m}^2$

### 2.3.2.2. Συνδυασμοί δράσεων

- (1) Για κάθε φορτική κατάσταση, οι τιμές σχεδιασμού  $E_d$  για αποτελεσματα δράσεων θα προσδιορίζονται από τους κανόνες συνδυασμού των δράσεων με τιμές σχεδιασμού από τον πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1 Τιμές σχεδιασμού δράσεων για χρήση στους συνδυασμούς δράσεων

Κατάσταση σχεδιασμού	Μόνιμες δράσεις $G_d$	Μεταβλητές δράσεις $Q_d$		Τυχηματικές δράσεις $A_d$
		Κύρια μεταβλητή δράση	Συνοδευούσες μεταβλητές δράσεις	
Επιμενόμενες και μεταβατικές	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	
Τυχηματικές (αν δεν ορίζεται διαφορετικά αλλιώς)	$\gamma_G A_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$ (αν το $A_d$ δεν ορίζεται απευθείας)

- (2) Οι τιμές σχεδιασμού που δίνονται στον πίνακα 2.1 θα συνδυάζονται χρησιμοποιώντας τους ακόλουθους κανόνες (που δίνονται σε συμβολική μορφή):<sup>1)</sup>

- \* Επιμενόμενες και μεταβατικές καταστάσεις σχεδιασμού πλην εκείνων που σχετίζονται με την κόπωση (θεμελιώδεις συνδυασμοί):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.9)$$

- \* Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού (αν δεν ορίζεται διαφορετικά αλλιώς).

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

όπου:

$G_{k,j}$  είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων δράσεων

$Q_{k,1}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας των μεταβλητών δράσεων

$Q_{k,i}$  είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των άλλων μεταβλητών δράσεων

$A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού (καθορισμένη) της τυχηματικής δράσης

$\gamma_{G,j}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις  $G_{k,j}$

$\gamma_{G,j}$  είναι όπως ο  $\gamma_{G,j}$  αλλά για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

$\gamma_{Q,i}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $Q_{k,i}$

και  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  είναι παράγοντες που ορίζονται στη 2.2.2.3.

- (3) Συνδυασμοί για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού είτε περιλαμβάνουν μια συγκεκριμένη τυχηματική δράση  $A$  ή αναφέρονται σε κατάσταση μετά το τυχηματικό γεγονός ( $A=0$ ). Αν δεν ορίζεται διαφορετικά, θα χρησιμοποιείται η τιμή

$$\gamma_{GA}=1.0$$

- (4) Στις εκφράσεις (2.9) και (2.10) θα χρησιμοποιούνται και έμμεσες δράσεις όπου αρμόζει
- (5) Για κόπωση δείτε Κεφάλαιο 9

<sup>1)</sup> Λεπτομερείς κανόνες σχεδιασμού δράσεων δίδονται στο EN 1991, Ευρωκώδικας 1

- (6) Τα ίδια βάρη καποιων φεροντων η μη φεροντων στοιχειων, ασχετων μεταξυ τους και κατασκευασμενων απο διαφορετικα υλικα θα αντιμετωπιζονται ως διαφορετικες μονιμες δρασεις
- (7) Το ίδιο βάρος ενός ομογενούς δομηματος θα αντιμετωπίζεται ως μία ορισμένη μονιμη δράση που αποτελείται απο χωριστα δυσμενη και ευμενη μέρη.
- (8) Τα ίδια βάρη ουσιαδώς παρόμοιων τμημάτων ενός δομηματος (ή ουσιαδώς ομοιομορφων μη φερόντων στοιχειών) μπορούν επίσης να αντιμετωπίζονται ως ξεχωριστα δυσμενή και ευμενη μέρη μιας ορισμένης μονιμης δράσης.
- (9) Για κτίρια, οι ειδικοί επιμέρους συντελεστές ασφαλειας που δίνονται στο 2.3.3.1(3) έχουν εφαρμογή στα δυσμενή και ευμενη μέρη κάθε μιας μονιμης δράσης, όπως αντιμετωπίζεται στο 2.3.2.3.(2).
- (10) Για κτίρια, οι κανονικοί επιμέρους συντελεστές ασφαλειας που δίνονται στη 2.3.3.1(1) εφαρμόζονται στις μονιμες δράσεις πλην εκείνης της περίπτωσης (9)
- (11) Για μονιμες δράσεις με μικρα όρια μεταβολης ή πολύ καλά ελεγχομενες, μικρότεροι λόγοι επιμέρους συντελεστών ασφαλειας μπορεί να χρησιμοποιηθούν στα άλλα τμήματα του Ευρωκώδικα 3.
- (12) Οπου αβεβαιότητα στην τιμή μιας γεωμετρικης διάστασης επηρεάζει σημαντικά τον στατικό έλεγχο, η διάσταση αυτή θα εισάγεται στον έλεγχο αυτό με την πιο δυσμενή τιμή που θα μπορούσε λογικα να πάρει.

### 2.3.3. Επιμέρους συντελεστές ασφαλειας για οριακές καταστάσεις αστοχίας

#### 2.3.3.1. Επιμέρους συντελεστές ασφαλειας για κτίρια

- (1) Για επιμένουσες και μεταβατικές καταστάσεις σχεδιασμού θα χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλειας του πίνακα 2.2.

\* Πίνακας 2.2. Επιμέρους συντελεστές ασφαλειας δρασεων σε κτίρια για επιμένουσες και μεταβατικές καταστάσεις σχεδιασμού.

	Μονιμες δρασεις ( $\gamma_R$ )	Μεταβλητες δρασεις ( $\gamma_Q$ )	
		Κύρια μεταβλητη δραση	Συνοδευουσες μεταβλητες δρασεις
Ευμενες αποτελεσματα $\gamma_{E,act}$	1.0 <sup>*)</sup>	1.0 <sup>**)</sup>	1.0 <sup>**)</sup>
Δυσμενες αποτελεσματα $\gamma_{E,sup}$	1.35 <sup>*)</sup>	1.5	1.5

<sup>\*)</sup> Βλέπε επίσης 2.3.3.1(3)  
<sup>\*\*)</sup> Βλέπε Ευρωκώδικα 1, σε κανονικες περιπτώσεις για κτίρια  $\gamma_{R,act} = 0$

- (2) Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού για τις οποίες εφαρμόζεται η (2.10), οι επιμέρους συντελεστές ασφαλειας για μεταβλητές δράσεις λαμβάνονται ίσοι προς 1.0.
- (3) Οπου σύμφωνα με την 2.3.2.3.(2) μια ορισμένη μονιμη δράση απαιτείται να θεωρηθεί ως αποτελούμενη από ευμενη και δυσμενη μέρη, το ευμενές μέρος μπορεί, εναλλακτικά, να πολλαπλασιασθεί με:  
 $\gamma_{G,act} = 1.1$

## II. ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ:

Τα δύο πλευρικά δικτυώματα παραλαμβάνουν

$$F_{o\lambda} = 7,16 \text{ (KN/m}^2\text{)} * 30,00 \text{ (m)} * 2,20 \text{ (m)} = 472,56 \text{ KN}$$

Δηλαδή το κάθε δικτύωμα παραλαμβάνει

$$F_{o\lambda} / 2 = 472,56 / 2 = 236,28 \text{ KN}$$

Οι αντιδράσεις του κάθε δικτυώματος θα είναι:

$$\Sigma F_x = 0 \Leftrightarrow A_x = 0$$

$$\Sigma M_A = 0 \Leftrightarrow F_{o\lambda} / 2 * 15 - B_{\psi} * 30,00 = 0 \Leftrightarrow$$

$$B_{\psi} = 236,28 * 15,00 / 30,00 \Leftrightarrow$$

$$B_{\psi} = 118,14 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{\psi} = 0 \Leftrightarrow A_{\psi} + B_{\psi} = 236,28 \text{ KN} \Leftrightarrow$$

$$A_{\psi} = 236,28 - 118,14 \Leftrightarrow$$

$$A_{\psi} = 118,14 \text{ KN}$$

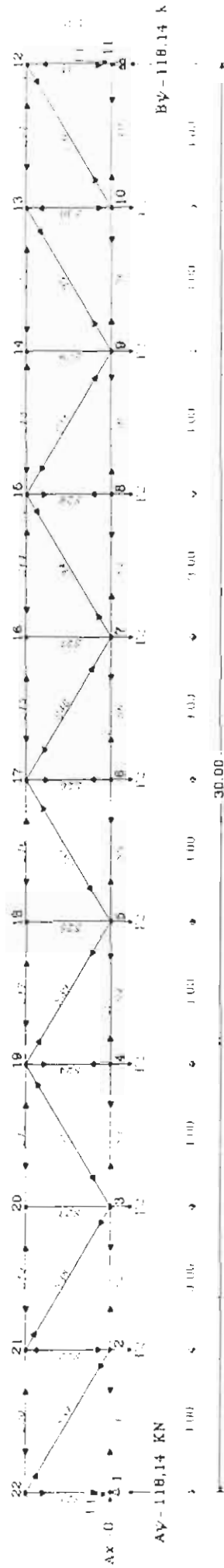
Το φορτίο των 236,28 ΚΝ που παραλαμβάνει το δικτύωμα μεταφέρεται στους κάτω κόμβους όπου διαμοιράζεται ως εξής:

Οι κόμβοι 2,3,...,9,10 δέχονται φορτίο  
 $F_2 = 236,28 / 10 \Leftrightarrow \underline{F_2 = 23,63 \text{ ΚΝ}}$

Λόγω της επιφάνειας επιρροής φορτίου στους ακραίους κόμβους 1 και 11, όπου έχουμε τις στηρίξεις, η δύναμη είναι  $F_1 = F_2 / 2$   
 $\Leftrightarrow F_1 = 23,63 / 2 \Leftrightarrow \underline{F_1 = 11,82 \text{ ΚΝ}}$



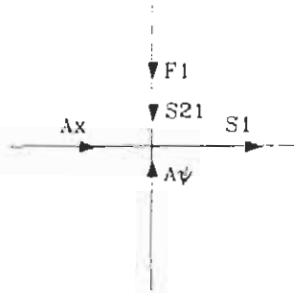
Ο ψ η Δ υ κ τ υ ω μ α τ ο ς  
 κλ. 1:120



F1 = 11,82 KN  
 F2 = 23,63 KN

### III. Υπολογισμός των εσωτερικών δυνάμεων των ράβδων του κυρίου δικτυώματος

κόμβος 1



$$\Sigma F_x = 0$$

$$A_x = S_1$$

$$S_1 = 0 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_\psi = 0$$

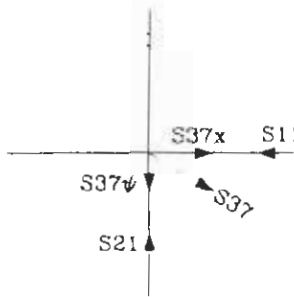
$$F_1 + S_{21} - A_\psi = 0$$

$$S_{21} = A_\psi - F_1$$

$$S_{21} = 118,14 - 11,82$$

$$S_{21} = -106,32 \text{ KN}$$

κόμβος 12



$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S_{37} \cdot \eta_{\mu} 30,96 = S_{21}$$

$$S_{37} = 106,32 / 0,514$$

$$S_{37} = +206,85 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S_{37} \cdot \sigma_{\nu\nu} 30,96 = S_{11}$$

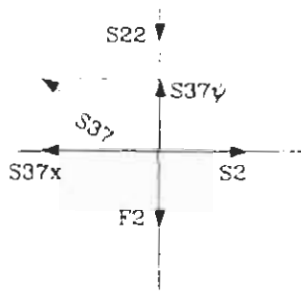
$$S_{11} = 206,85 \cdot 0,857$$

$$S_{11} = -177,27 \text{ KN}$$

$$S_{37\psi} = S_{37} \cdot \eta_{\mu} 30,96 = 106,32 \text{ KN}$$

$$S_{37x} = S_{37} \cdot \sigma_{\nu\nu} 30,96 = 177,27 \text{ KN}$$

κόμβος 2



$$\Sigma F_x = 0$$

$$S_{37} \cdot \sigma_{\nu\nu} 30,96 - S_2 = 0$$

$$S_2 = S_{37} \cdot \sigma_{\nu\nu} 30,96$$

$$S_2 = 206,85 \cdot 0,857$$

$$S_2 = +177,27 \text{ KN}$$

$$S_{37\psi} = S_{37} \cdot \eta_{\mu} 30,96 = 106,32 \text{ KN}$$

$$S_{37x} = S_{37} \cdot \sigma_{\nu\nu} 30,96 = 177,27 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_\psi = 0$$

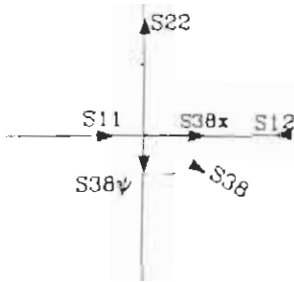
$$-S_{22} - S_{37} \cdot \eta_{\mu} 30,96 - F_2 = 0$$

$$S_{22} = S_{37} \cdot \eta_{\mu} 30,96 - F_2$$

$$S_{22} = 106,32 - 23,63$$

$$S_{22} = -82,69 \text{ KN}$$

κόμβος 13



$$\begin{aligned} \Sigma F\psi &= 0 \\ S22 - S38 \cdot \eta\mu 30,96 &= 0 \\ S38 \cdot \eta\mu 30,96 &= S22 \\ S38 &= 82,69 / 0,514 \end{aligned}$$

$$\boxed{S38 = + 160,87 \text{ KN}}$$

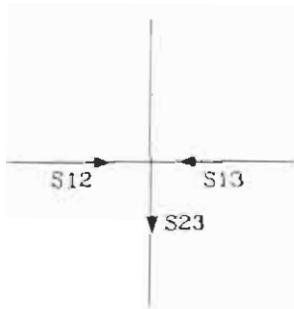
$$S38\psi = S38 \cdot \eta\mu 30,96 = 82,69 \text{ KN}$$

$$S38x = S38 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 = 137,86 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Fx &= 0 \\ S11 + S38 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 - S12 &= 0 \\ S12 &= S11 + S38 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 \\ S12 &= 177,27 + 137,86 \end{aligned}$$

$$\boxed{S12 = - 315,13 \text{ KN}}$$

κόμβος 14



$$\begin{aligned} \Sigma F\psi &= 0 \\ \boxed{S23} &= 0 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Fx &= 0 \\ S12 &= S13 \\ \boxed{S13} &= - 315,13 \text{ KN} \end{aligned}$$

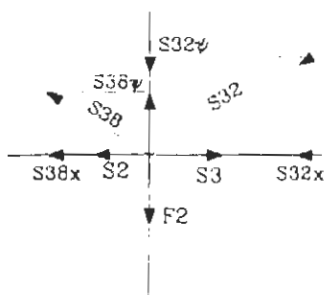
$$S32\psi = S32 \cdot \eta\mu 30,96 = 59,06 \text{ KN}$$

$$S32x = S32 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 = 98,47 \text{ KN}$$

$$S38\psi = S38 \cdot \eta\mu 30,96 = 82,69 \text{ KN}$$

$$S38x = S38 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 = 137,86 \text{ KN}$$

κόμβος 3



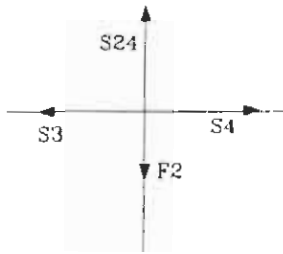
$$\begin{aligned} \Sigma F\psi &= 0 \\ S32 \cdot \eta\mu 30,96 - S38 \cdot \eta\mu 30,96 + F2 &= 0 \\ S32 \cdot \eta\mu 30,96 - S38 \cdot \eta\mu 30,96 - F2 &= 0 \\ S32 \cdot \eta\mu 30,96 &= 82,69 - 23,63 \end{aligned}$$

$$\boxed{S32 = - 114,90 \text{ KN}}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Fx &= 0 \\ S38 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 + S2 - S3 + S32 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 &= 0 \\ S3 &= S38 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 + S2 + S32 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 \\ S3 &= 137,86 + 177,27 + 98,47 \end{aligned}$$

$$\boxed{S3 = + 413,60 \text{ KN}}$$

κόμβος 4



$$\Sigma F_y = 0$$

$$F2 = S24$$

$$S24 = + 23,63 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S3 = S4$$

$$S4 = + 413,60 \text{ KN}$$

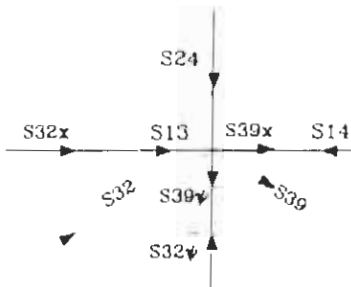
$$S32_y = S32 \cdot \eta \mu 30,96 = 59,06 \text{ KN}$$

$$S32_x = S32 \cdot \sigma \nu \nu 30,96 = 98,47 \text{ KN}$$

$$S39_y = S39 \cdot \eta \mu 30,96 = 35,43 \text{ KN}$$

$$S39_x = S39 \cdot \sigma \nu \nu 30,96 = 59,07 \text{ KN}$$

κόμβος 15



$$\Sigma F_y = 0$$

$$S24 + S39 \cdot \eta \mu 30,96 - S32 \cdot \eta \mu 30,96 = 0$$

$$S39 \cdot \eta \mu 30,96 = S32 \cdot \eta \mu 30,96 - S24$$

$$S39 \cdot \eta \mu 30,96 = 59,06 - 23,63$$

$$S39 = + 68,93 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

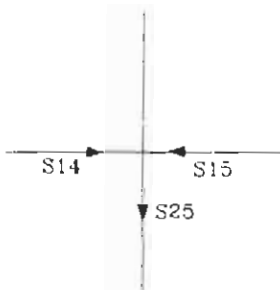
$$S32 \cdot \sigma \nu \nu 30,96 + S13 + S39 \cdot \sigma \nu \nu 30,96 - S14 = 0$$

$$S14 = S32 \cdot \sigma \nu \nu 30,96 + S13 + S39 \cdot \sigma \nu \nu 30,96$$

$$S14 = 98,47 + 315,13 + 59,07$$

$$S14 = - 472,67 \text{ KN}$$

κόμβος 16



$$\Sigma F_y = 0$$

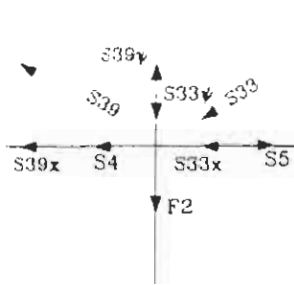
$$S25 = 0 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S14 = S15$$

$$S15 = - 472,67 \text{ KN}$$

κόμβος 5



$$\Sigma F_y = 0$$

$$S39 \cdot \eta\mu 30,96 - S33 \cdot \eta\mu 30,96 - F2 = 0$$

$$S33 \cdot \eta\mu 30,96 = S39 \cdot \eta\mu 30,96 - F2$$

$$S33 \cdot \eta\mu 30,96 = 35,43 - 23,63$$

$$\boxed{S33 = - 22,96 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S5 - S33 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 - S4 - S39 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 = 0$$

$$S5 = S33 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 + S4 + S39 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96$$

$$S5 = 19,68 + 413,60 + 59,07$$

$$\boxed{S5 = + 492,35 \text{ KN}}$$

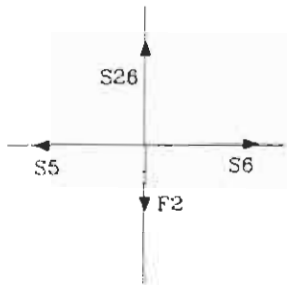
$$S33_y = S33 \cdot \eta\mu 30,96 = - 11,80 \text{ KN}$$

$$S33_x = S33 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 = 19,68 \text{ KN}$$

$$S40_y = S40 \cdot \eta\mu 30,96 = 35,43 \text{ KN}$$

$$S40_x = S40 \cdot \sigma\upsilon\nu 30,96 = 59,07 \text{ KN}$$

κόμβος 6



$$\Sigma F_y = 0$$

$$F2 = S26$$

$$\boxed{S26 = + 23,63 \text{ KN}}$$

# Υπολογισμός ράβδων δικτυώματος

(συνολτικός πίνακας αποτελεσμάτων)

ράβδος	εφελκυσμός (+)	θλίψη (-)	μήκος (m)
S 1=S10	0	0	3,00
S 2=S 9	177,27	-	3,00
S 3=S 8	413,60	-	3,00
S 4=S 7	413,60	-	3,00
S 5=S 6	492,35	-	3,00
S11=S20	-	177,27	3,00
S12=S19	-	315,13	3,00
S13=S18	-	315,13	3,00
S14=S17	-	472,67	3,00
S15=S16	-	472,67	3,00
S21=S31	-	106,32	1,80
S22=S30	-	82,69	1,80
S23=S29	0	0	1,80
S24=S28	23,63	-	1,80
S25=S27	0	0	1,80
S26	23,63	-	1,80
S32=S41	-	114,90	3,50
S33=S40	-	22,96	3,50
S34=S39	68,93	-	3,50
S35=S38	160,87	-	3,50
S36=S37	206,85	-	3,50

3.2 Επίλυση του κυρίου  
δικτυώματος μέσω του  
προγράμματος  
“CEM MICRO STRESS”

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ ΜΕ Η/Υ

Το δικτύωμα είναι ένας επίπεδος φορέας όπου κάθε κόμβος έχει δύο βαθμούς ελευθερίας (μετακινήσεις κατά τους άξονες X και Ψ). Κάθε ράβδος συνδέει δύο κόμβους και μεταφέρει ένα εσωτερικό εντατικό μέγεθος το οποίο την θλίβει ή την εφελκύει. Επίσης κάθε ράβδος μεταφέρει ένα εσωτερικό παραμορφωσιακό μέγεθος που είναι η επιμήκυνση ή βράχυνσή του.

Για την επίλυση του δικτύωματος με Η/Υ ισχύουν τα παρακάτω:

1. Το διάνυσμα της επικόμβιας φόρτισης του μέλους,  $\{W\}$ , το οποίο περιέχει τις δυνάμεις των κόμβων που συνδέει ένα μέλος.
2. Το διάνυσμα των εσωτερικών εντατικών μεγεθών  $\{SR\}=T$ , όπου T η δύναμη θλίψης ή εφελκυσμού της ράβδου.
3. Από τις εξισώσεις ισορροπίας των κόμβων προκύπτει  $\{W\}=[A]*\{SR\}$  όπου υπολογίζει το στατικό μητρώο [A].
4. Το διάνυσμα των εσωτερικών παραμορφωσιακών μεγεθών του μέλους  $\{SE\}=e$  όπου e η επιμήκυνση ή βράχυνση του μέλους.
5. Από την εξίσωση  $T = \frac{E * A * e}{L}$  όπου E= μέτρο ελαστικότητας

A=εμβαδόν διατομής

L=μήκος μέλους

προκύπτει η σχέση μητρώων:

$$\{SR\}=[S]*\{SE\}$$

$$\text{όπου } [S]=\frac{E * A}{L}$$

6. Το διάνυσμα των επικόμβιων μετακινήσεων του μέλους,  $\{X\}$ .



7. Από τις εξισώσεις συμβιβαστού προκύπτει ότι:  $\{SE\}=[A]^T\{X\}$
8. Συνδυάζοντας τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει  $\{W\}=[K]\{X\}$ , όπου το μητρώο δυσκαμψίας του μέλους είναι:  $[K]=[A][S][A]^T$

Δίνοντας τα δεδομένα του δικτυώματός μας στον Η/Υ, υπολογίζει τις αντιδράσεις στήριξης και τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη (δυνάμεις).

ΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

ΞΜΟΣ ΚΟΜΒΩΝ 22

ΞΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ 2

ΞΜΟΣ ΜΕΛΩΝ 41

ΞΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ 6

ΓΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΩΝ

ΤΥΠΩΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

ΛΙΒΟΙ ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ

0.00	0.00	S
3.00	0.00	
6.00	0.00	
9.00	0.00	
12.00	0.00	
15.00	0.00	
18.00	0.00	
21.00	0.00	
24.00	0.00	
27.00	0.00	
30.00	0.00	S
0.00	1.80	
3.00	1.80	
6.00	1.80	
9.00	1.80	
12.00	1.80	
15.00	1.80	
18.00	1.80	
21.00	1.80	
24.00	1.80	
27.00	1.80	
30.00	1.80	

ΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ

ΛΗ ΣΕ ΔΙΑΤΑΞΗ

1	2
2	3
3	4
4	5
5	6
6	7
7	8
8	9
9	10
10	11
12	13
13	14
14	15
15	16
16	17
17	18
18	19
19	20
20	21
21	22
1	12
2	13
3	14
4	15
5	16
6	17
7	18
8	19
9	20
10	21
11	22
3	15
5	17



FORCE	Y	-8.91
FORCE	Y	-8.91
FORCE	Y	-8.91
FORCE	Y	-4.45

ΠΤΙΣΗ 2 ΧΙΟΝΗ  
ΜΒΟΙ ΦΟΡΤΙΑ

FORCE	Y	-1.24
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-1.24

ΠΤΙΣΗ 3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ  
ΜΒΟΙ ΦΟΡΤΙΑ

FORCE	Y	-6.93
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-6.93

ΝΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ 4 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΧΙΟΝΙ  
ΜΡΙΝΕ 1 1. 2 1.

ΝΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ 5 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ  
ΜΡΙΝΕ 1 1. 3 1.

ΝΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ 6 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΧΙΟΝΙ + ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ  
ΜΡΙΝΕ 1 1. 2 1. 3 1.

ΤΥΠΩΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ  
ΙΑΥΣΗ

## ΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΡΤΙΣΗ 1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

## ΛΗ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

ΑΞΟΝ	ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	1	.000
1	2	.000
2	2	46 .036
2	3	-46 .036
3	3	-43 .065
3	4	43 .065
4	4	-43 .065
4	5	43 .065
5	5	-72 .076
5	6	72 .076
6	6	-72 .076
6	7	72 .076
7	7	-43 .066
7	8	43 .066
8	8	-43 .066
8	9	43 .066
9	9	46 .035
9	10	-46 .035
	10	.000
	11	.000
	12	66 .825
	13	-66 .825
	13	118 .801
	14	-118 .801
	14	118 .801
	15	-118 .801
	15	178 .202
	16	-178 .202
	16	178 .202
	17	-178 .202
	17	178 .202
	18	-178 .202
	18	178 .202
	19	-178 .202
	19	118 .802
	20	-118 .802
	20	118 .802
	21	-118 .802
	21	66 .826
	22	-66 .826
	1	40 .095
	12	-40 .095

## ΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

22	2	31 .185
22	13	-31 .185
23	3	.000
23	14	.000
24	4	-8 .910
24	15	8 .910
25	5	.000
25	16	.000
26	6	-8 .910
26	17	8 .910
27	7	.000
27	18	.000
28	8	-8 .910
28	19	8 .910
29	9	.000
29	20	.000
30	10	31 .186
30	21	-31 .186
31	11	40 .096
31	22	-40 .096
32	3	43 .295
32	15	-43 .295
33	5	8 .659
33	17	-8 .659
34	7	-25 .977
	19	25 .977
	9	-60 .613
	21	60 .613
	10	-77 .932
	22	77 .932
	12	-77 .931
	2	77 .931
	13	-60 .613
	3	60 .613
	15	-25 .977
	5	25 .977
	17	8 .659
	7	-8 .659
	19	43 .295
	9	-43 .295

at (c) CEM 1983

Version IPE-PC     01.00

ΠΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

## ΘΕΡΟΙ ΚΟΜΒΟΙ

;	FORCE X	FORCE Y
1	.000	-8.910
2	.000	-8.910
3	.000	-8.910
4	.000	-8.910
5	.000	-8.910
6	.000	-8.910
7	.000	-8.910
8	.000	-8.910
9	.000	-8.910
0	.000	-8.910
1	.000	.000
2	.000	.000
3	.000	.000
4	.000	.000
5	.000	.000
6	.000	.000
7	.000	.000
8	.000	.000
9	.000	.000
0	.000	.000
1	.000	.000
2	.000	.000

## ΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

0;	FORCE X	FORCE Y
1	.000	40.095
1	.000	40.096

## ΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΞΗ 2 ΧΙΟΝΙ

## Η ΔΥΝΑΜΕΙΣ

Σ ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	.000
2	.000
2	12 .814
3	-12 .814
3	-11 .987
4	11 .987
4	-11 .987
5	11 .987
5	-20 .254
6	20 .254
6	-20 .254
7	20 .254
7	-11 .987
8	11 .987
8	-11 .987
9	11 .987
9	12 .813
10	-12 .813
10	.000
11	.000
12	18 .600
13	-18 .600
13	33 .067
14	-33 .067
14	33 .067
15	-33 .067
15	49 .601
16	-49 .601
16	49 .601
17	-49 .601
17	49 .601
18	-49 .601
18	49 .601
19	-49 .601
19	33 .067
20	-33 .067
20	33 .067
21	-33 .067
21	18 .600
22	-18 .600
1	11 .160
12	-11 .160



## ΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

2	8 .680
13	-8 .680
3	.000
14	.000
4	-2 .480
15	2 .480
5	.000
16	.000
6	-2 .480
17	2 .480
7	.000
18	.000
8	-2 .480
19	-2 .480
9	.000
20	.000
10	8 .680
21	-8 .680
11	11 .160
22	-11 .160
3	12 .051
15	-12 .051
5	2 .410
17	-2 .410
7	-7 .230
19	7 .230
9	-16 .871
21	16 .871
10	-21 .691
22	21 .691
12	-21 .691
2	21 .691
13	-16 .871
3	16 .871
15	-7 .231
5	7 .231
17	2 .410
7	-2 .410
19	12 .051
9	-12 .051

FORCE	Y	-8.91
FORCE	Y	-8.91
FORCE	Y	-8.91
FORCE	Y	-4.45

ΠΤΙΣΗ 2 ΧΙΟΝΗ  
ΜΒΟΙ ΦΟΡΤΙΑ

FORCE	Y	-1.24
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-2.48
FORCE	Y	-1.24

ΠΤΙΣΗ 3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ  
ΜΒΟΙ ΦΟΡΤΙΑ

FORCE	Y	-6.93
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-13.86
FORCE	Y	-6.93

ΝΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ 4 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΧΙΟΝΙ  
ΜΠΙΝΕ 1 1. 2 1.

ΝΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ 5 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ  
ΜΠΙΝΕ 1 1. 3 1.

ΝΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ 6 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΧΙΟΝΙ + ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ  
ΜΠΙΝΕ 1 1. 2 1. 3 1.

.ΤΥΠΩΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ  
ΠΛΥΣΗ

ΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

ΡΤΙΣΗ 1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

ΔΗ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

ΑΝΟΣ	ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	1	.000
1	2	.000
2	2	46.036
2	3	-46.036
3	3	-43.065
3	4	43.065
4	4	-43.065
4	5	43.065
5	5	-72.076
5	6	72.076
6	6	-72.076
6	7	72.076
7	7	-43.066
7	8	43.066
8	8	-43.066
8	9	43.066
9	9	46.035
9	10	-46.035
10	10	.000
10	11	.000
11	12	66.825
12	13	-66.825
13	13	118.801
14	14	-118.801
14	14	118.801
15	15	-118.801
15	15	178.202
16	16	-178.202
16	16	178.202
17	17	-178.202
17	17	178.202
18	18	-178.202
18	18	178.202
19	19	-178.202
19	19	118.802
20	20	-118.802
20	20	118.802
21	21	-118.802
21	21	66.826
22	22	-66.826
22	1	40.095
22	12	-40.095

## "ΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

22	2	31 .185
22	13	-31 .185
23	3	.000
23	14	.000
24	4	-8 .910
24	15	8 .910
25	5	.000
25	16	.000
26	6	-8 .910
26	17	8 .910
27	7	.000
27	18	.000
28	8	-8 .910
28	19	8 .910
29	9	.000
29	20	.000
30	10	31 .186
30	21	-31 .186
31	11	40 .096
31	22	-40 .096
32	3	43 .295
32	15	-43 .295
33	5	8 .659
33	17	-8 .659
34	7	-25 .977
	19	25 .977
	9	-60 .613
	21	60 .613
	10	-77 .932
	22	77 .932
	12	-77 .931
	2	77 .931
	13	-60 .613
	3	60 .613
	15	-25 .977
	5	25 .977
	17	8 .659
	7	-8 .659
	19	43 .295
	9	-43 .295

ΣΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

ΠΡΑΞΕΙΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

ΘΕΡΟΙ ΚΟΜΒΟΙ

ΚΟΜΒΟΣ	FORCE X	FORCE Y
1	.000	-8.910
2	.000	-8.910
3	.000	-8.910
4	.000	-8.910
5	.000	-8.910
6	.000	-8.910
7	.000	-8.910
8	.000	-8.910
9	.000	-8.910
10	.000	-8.910
11	.000	.000
12	.000	.000
13	.000	.000
14	.000	.000
15	.000	.000
16	.000	.000
17	.000	.000
18	.000	.000
19	.000	.000
20	.000	.000
21	.000	.000
22	.000	.000

ΚΟΜΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΚΟΜΒΟΣ	FORCE X	FORCE Y
1	.000	40.095
1	.000	40.096

## ΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΣΗ 2 ΧΙΟΝΙ

## -I ΔΥΝΑΜΕΙΣ

Ε ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	.000
2	.000
2	12 .814
3	-12 .814
3	-11 .987
4	11 .987
4	-11 .987
5	11 .987
5	-20 .254
6	20 .254
6	-20 .254
7	20 .254
7	-11 .987
8	11 .987
8	-11 .987
9	11 .987
9	12 .813
10	-12 .813
10	.000
11	.000
12	18 .600
13	-18 .600
13	33 .067
14	-33 .067
14	33 .067
15	-33 .067
15	49 .601
16	-49 .601
16	49 .601
17	-49 .601
17	49 .601
18	-49 .601
18	49 .601
19	-49 .601
19	33 .067
20	-33 .067
20	33 .067
21	-33 .067
21	18 .600
22	-18 .600
1	11 .160
12	-11 .160

## ΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

2	8 .680
13	-8 .680
3	.000
14	.000
4	-2 .480
15	2 .480
5	.000
16	.000
6	-2 .480
17	2 .480
7	.000
18	.000
8	-2 .480
19	-2 .480
9	.000
20	.000
10	8 .680
21	-8 .680
11	11 .160
22	-11 .160
3	12 .051
15	-12 .051
5	2 .410
17	-2 .410
7	-7 .230
19	7 .230
9	-16 .871
21	16 .871
10	-21 .691
22	21 .691
12	-21 .691
2	21 .691
13	-16 .871
3	16 .871
15	-7 .231
5	7 .231
17	2 .410
7	-2 .410
19	12 .051
9	-12 .051

ΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

ΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

ΨΕΦΟΙ ΚΟΜΒΟΙ

NO	FORCE X	FORCE Y
2	.000	-2 .480
3	.000	-2 .480
4	.000	-2 .480
5	.000	-2 .480
6	.000	-2 .480
7	.000	-2 .480
8	.000	-2 .480
9	.000	-2 .480
10	.000	-2 .480
11	.000	.000
12	.000	.000
13	.000	.000
14	.000	.000
15	.000	.000
16	.000	.000
17	.000	.000
18	.000	.000
19	.000	.000
20	.000	.000
21	.000	.000
22	.000	.000

ΚΟΜΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

NO	FORCE X	FORCE Y
1	.000	11 .160
1	.000	11 .160



## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΦΟΡΤΙΣΗ 3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

## ΜΕΛΗ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

ΜΕΛΟΣ	ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	1	.000
1	2	.000
2	2	71.611
2	3	-71.611
3	3	-66.990
3	4	66.990
4	4	-66.990
4	5	66.990
5	5	-113.191
5	6	113.191
6	6	-113.191
6	7	113.191
7	7	-66.991
7	8	66.991
8	8	-66.991
8	9	66.991
9	9	71.611
9	10	-71.611
10	10	.000
10	11	.000
11	12	103.950
11	13	-103.950
12	13	184.802
12	14	-184.802
13	14	184.801
13	15	-184.801
14	15	277.203
14	16	-277.203
15	16	277.203
15	17	-277.203
16	17	277.203
16	18	-277.203
17	18	277.204
17	19	-277.204
18	19	184.802
18	20	-184.802
19	20	184.803
19	21	-184.803
20	21	103.951
20	22	-103.951
21	1	62.370
21	12	-62.370

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

22	2	48 .511
22	13	-48 .511
23	3	.000
23	14	.000
24	4	-13 .860
24	15	13 .860
25	5	.000
25	16	.000
26	6	-13 .860
26	17	13 .860
27	7	.000
27	18	.000
28	8	-13 .860
28	19	13 .860
29	9	.000
29	20	.000
30	10	48 .511
30	21	-48 .511
31	11	62 .371
31	22	-62 .371
32	3	67 .348
32	15	-67 .348
33	5	13 .470
33	17	-13 .470
34	7	-40 .409
34	19	40 .409
35	9	-94 .288
35	21	94 .288
36	10	-121 .227
36	22	121 .227
37	12	-121 .226
37	2	121 .226
38	13	-94 .288
38	3	94 .288
39	15	-40 .410
39	5	40 .410
40	17	13 .469
40	7	-13 .469
41	19	67 .348
41	9	-67 .348

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

## ΕΛΕΥΘΕΡΟΙ ΚΟΜΒΟΙ

ΚΟΜΒΟΣ	FORCE X	FORCE Y
2	.000	-13.860
3	.000	-13.860
4	.000	-13.860
5	.000	-13.861
6	.000	-13.860
7	.000	-13.860
8	.000	-13.860
9	.000	-13.860
10	.000	-13.860
12	.000	.000
13	.000	.000
14	.000	.000
15	.000	.000
16	.000	.000
17	.000	.000
18	.000	.000
19	.000	-.001
20	.000	.000
21	.000	.000
22	.000	.000

## ΚΟΜΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΚΟΜΒΟΣ	FORCE X	FORCE Y
1	.000	62.370
11	.000	62.371

Copyright (c) C E M 1983

Version IPE-PC 01.00

ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

ΦΟΡΤΙΣΗ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ 4 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ+ΧΙΟΝΗ

ΜΕΛΗ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

ΜΕΛΟΣ	ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	1	.000
1	2	.000
2	2	58.849
2	3	-58.849
3	3	-55.052
3	4	55.052
4	4	-55.052
4	5	55.052
5	5	-93.019
5	6	93.019
6	6	-93.019
6	7	93.019
7	7	-55.053
7	8	55.053
8	8	-55.053
8	9	55.053
9	9	58.849
9	10	-58.849
10	10	.000
10	11	.000
11	12	85.425
11	13	-85.425
12	13	151.868
12	14	-151.868
13	14	151.868
13	15	-151.868
14	15	227.803
14	16	-227.803
15	16	227.803
15	17	-227.803
16	17	227.803
16	18	-227.803
17	18	227.803
17	19	-227.803
18	19	151.869
18	20	-151.869
19	20	151.869
19	21	-151.869
20	21	85.426
20	22	-85.426
21	1	51.255
21	12	-51.255

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

22	2	39 .865
22	13	-39 .865
23	3	.000
23	14	.000
24	4	-11 .390
24	15	11 .390
25	5	.000
25	16	.000
26	6	-11 .390
26	17	11 .390
27	7	.000
27	18	.000
28	8	-11 .390
28	19	11 .390
29	9	.000
29	20	.000
30	10	39 .866
30	21	-39 .866
31	11	51 .256
31	22	-51 .256
32	3	55 .346
32	15	-55 .346
33	5	11 .069
33	17	-11 .069
34	7	-33 .208
34	19	33 .208
35	9	-77 .485
35	21	77 .485
36	10	-99 .623
36	22	99 .623
37	12	-99 .623
37	2	99 .623
38	13	-77 .485
38	3	77 .485
39	15	-33 .208
39	5	33 .208
40	17	11 .069
40	7	-11 .069
41	19	55 .346
41	9	-55 .346

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

## ΕΛΕΥΘΕΡΟΙ ΚΟΜΒΟΙ

ΚΟΜΒΟΣ	FORCE X	FORCE Y
2	.000	-11 .390
3	.000	-11 .390
4	.000	-11 .390
5	.000	-11 .390
6	.000	-11 .390
7	.000	-11 .390
8	.000	-11 .390
9	.000	-11 .390
10	.000	-11 .390
12	.000	.000
13	.000	.000
14	.000	.000
15	.000	.000
16	.000	.000
17	.000	.000
18	.000	.000
19	.000	- .001
20	.000	.000
21	.000	.000
22	.000	.000

## ΚΟΜΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΚΟΜΒΟΣ	FORCE X	FORCE Y
1	.000	51 .255
11	.000	51 .256

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΦΟΡΤΙΣΗ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ 5 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

## Μ Ε Λ Η ΔΥΝΑΜΕΙΣ

ΜΕΛΟΣ	ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	1	.000
1	2	.000
2	2	117.647
2	3	-117.647
3	3	-110.056
3	4	110.056
4	4	-110.056
4	5	110.056
5	5	-185.957
5	6	185.957
6	6	-185.957
6	7	185.957
7	7	-110.057
7	8	110.057
8	8	-110.057
8	9	110.057
9	9	117.646
9	10	-117.646
10	10	.000
10	11	.000
11	12	170.776
11	13	-170.776
12	13	303.603
12	14	-303.603
13	14	303.602
13	15	-303.602
14	15	455.405
14	16	-455.405
15	16	455.405
15	17	-455.405
16	17	455.406
16	18	-455.406
17	18	455.406
17	19	-455.406
18	19	303.604
18	20	-303.604
19	20	303.604
19	21	-303.604
20	21	170.777
20	22	-170.777
21	1	102.466
21	12	-102.466

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

22	2	79 .696
22	13	-79 .696
23	3	.000
23	14	.000
24	4	-22 .769
24	15	22 .769
25	5	.000
25	16	.000
26	6	-22 .770
26	17	22 .770
27	7	.000
27	18	.000
28	8	-22 .769
28	19	22 .769
29	9	.000
29	20	.000
30	10	79 .696
30	21	-79 .696
31	11	102 .466
31	22	-102 .466
32	3	110 .643
32	15	-110 .643
33	5	22 .129
33	17	-22 .129
34	7	-66 .386
34	19	66 .386
35	9	-154 .901
35	21	154 .901
36	10	-199 .159
36	22	199 .159
37	12	-199 .158
37	2	199 .158
38	13	-154 .901
38	3	154 .901
39	15	-66 .387
39	5	66 .387
40	17	22 .128
40	7	-22 .128
41	19	110 .644
41	9	-110 .644



## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

## ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

## ΕΛΕΥΘΕΡΟΙ ΚΟΜΒΟΙ

KOMBOI	FORCE	X	FORCE Y
2		.000	-22.770
3		.000	-22.770
4		.000	-22.769
5		.000	-22.771
6		.000	-22.770
7		.000	-22.771
8		.000	-22.769
9		.000	-22.770
10		.000	-22.770
12	-	.001	.000
13		.000	.000
14		.000	.000
15		.000	.000
16		.000	.000
17		.000	.000
18		.000	.000
19		.000	-.001
20		.000	.000
21	-	.001	.000
22		.000	.000

## ΚΟΜΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

KOMBOI	FORCE	X	FORCE Y
1		.000	102.466
11		.000	102.466

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

ΦΟΡΤΙΣΗ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ 6 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΧΙΟΝΙ + ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

## Μ Ε Λ Η ΔΥΝΑΜΕΙΣ

ΜΕΛΟΣ	ΚΟΜΒΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
1	1	.000
1	2	.000
2	2	155.849
2	3	-155.849
3	3	-392.052
3	4	392.052
4	4	-392.052
4	5	392.052
5	5	-487.019
5	6	487.019
6	6	-487.019
6	7	487.019
7	7	-392.052
7	8	392.052
8	8	-392.052
8	9	392.052
9	9	155.849
9	10	-155.849
10	10	.000
10	11	.000
11	12	155.849
11	13	-155.849
12	13	297.868
12	14	-297.868
13	14	297.868
13	15	-297.868
14	15	452.803
14	16	-452.803
15	16	452.803
15	17	-452.803
16	17	452.803
16	18	-452.803
17	18	452.803
17	19	-452.803
18	19	297.869
18	20	-297.869
19	20	297.869
19	21	-297.869
20	21	155.849
20	22	-155.849
21	1	88.255
21	12	-88.255

ΣΚΕΥΗ "ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ"

2	69.865
13	-69.865
3	.000
14	.000
4	-23.390
15	23.390
5	.000
16	.000
6	-23.390
17	23.390
7	.000
18	.000
8	-23.390
19	23.390
9	.000
20	.000
10	69.866
21	-69.866
11	88.256
22	-88.256
3	99.346
15	-99.346
5	17.069
17	-17.069
7	-53.208
19	53.208
9	-143.485
21	143.485
10	-183.623
22	183.623
12	-183.623
2	183.623
13	-143.485
3	143.485
15	-53.208
5	53.208
17	17.069
7	-17.069
19	99.346
9	-99.346

ΜΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΜΒΟΣ	FORCE X	FORCE Y
1	.000	118. 500
11	.000	118. 500

### 3.3 Επίλυση βάθρων

#### πεζογέφυρας

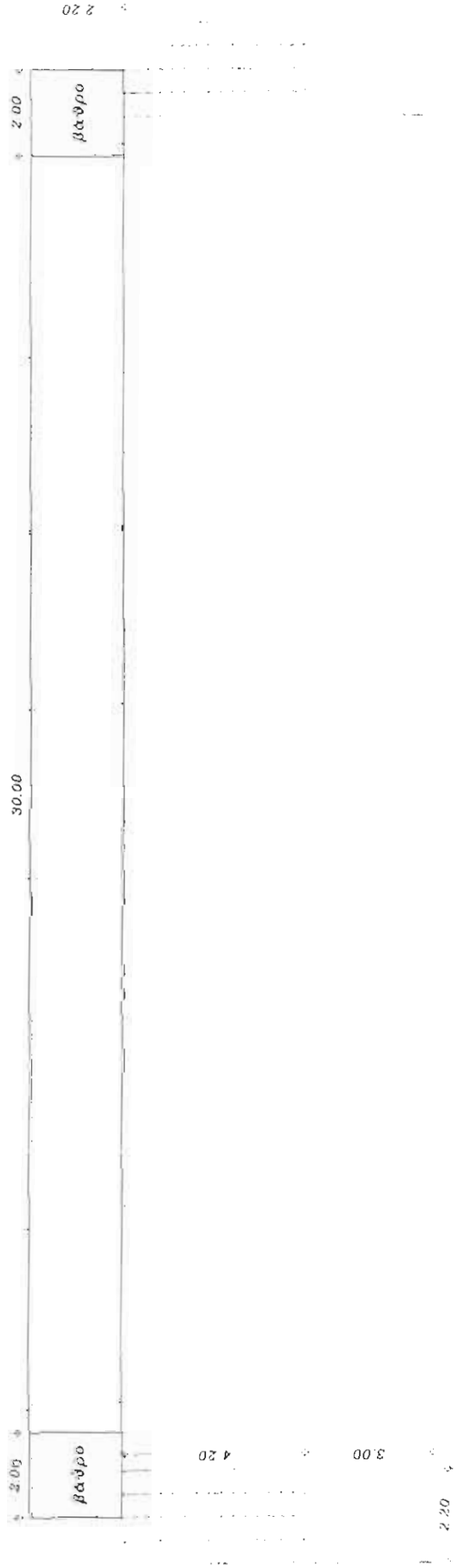
ύψους 5,60 m

πλάτους 2,20 m

μήκους 2,00 m

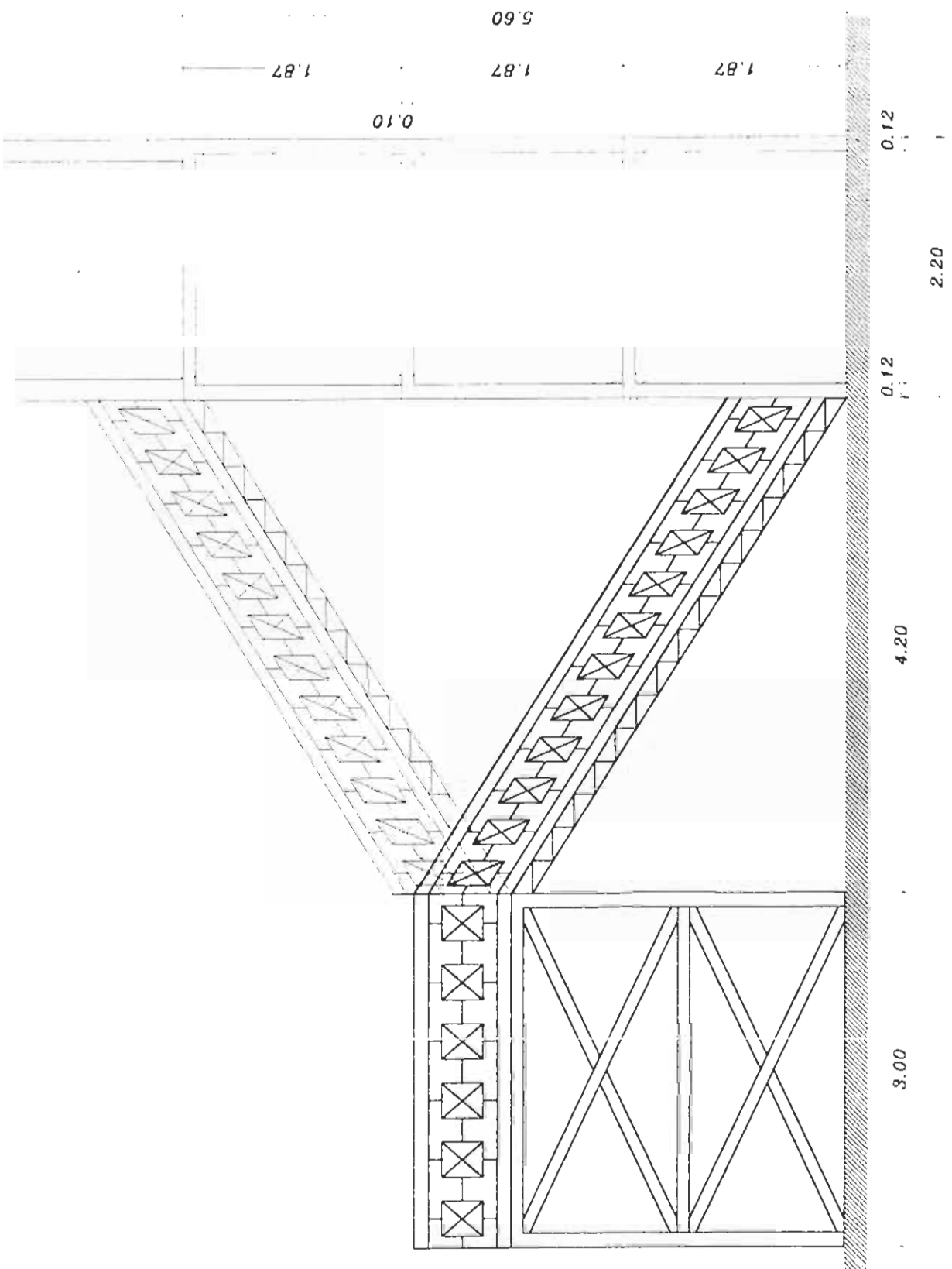
Κάτοψη Μεταλλικής Πεζογέφυρας

κλ. 1:140



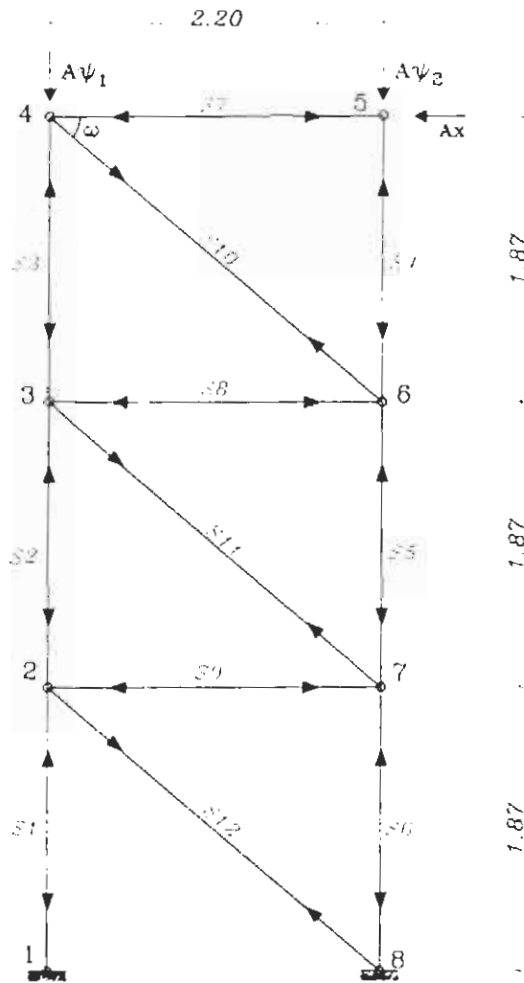
ΠΛΑΨΙΔΑ ΟΨΗΣ ΜΕΤΑΧΛΙΚΗΣ ΠΕΣΟΥΣΟΡΡΑΣ

κλίμακα 1:50



Τ. Ε. Ι. ΠΑΤΡΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ

Πλάγια Οψή Βάθρου  
κλίμακα 1:50



Φορτία που δέχεται το βάθρο  
από τα δικτυώματα:

$$A\psi_1 = A\psi_2 = 118,14 \text{ KN}$$

$$A_x = 2 \cdot 118,14 \cdot 0,20 = 47,26 \text{ KN}$$

$$\varepsilon\varphi\omega = 1,87/2,20 = 0,85$$

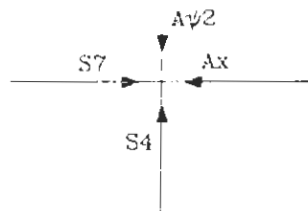
$$\omega = 40,37^\circ$$

$$\eta\mu 40,36 = 0,65$$

$$\sigma\upsilon\upsilon 40,36 = 0,76$$

Υπολογισμός των εσωτερικών  
δυνάμεων των ράβδων  
του βάρου

κόμβος 5



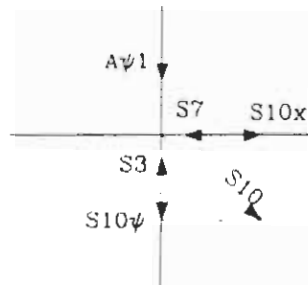
$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= 0 \\ S7 &= Ax\end{aligned}$$

$$S7 = -47,26 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_\psi &= 0 \\ S4 &= A\psi 2\end{aligned}$$

$$S4 = -118,14 \text{ KN}$$

κόμβος 4



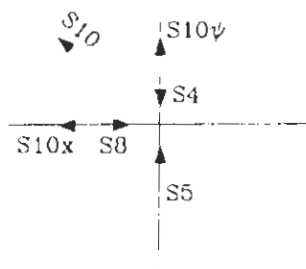
$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= 0 \\ S10 \cdot \sin 40,37 &= S7 \\ S10 &= 47,26 / 0,762\end{aligned}$$

$$S10 = +62,02 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_\psi &= 0 \\ A\psi 1 - S3 + S10 \cdot \eta_{\mu 40,37} &= 0 \\ S3 &= A\psi 1 + S10 \cdot \eta_{\mu 40,37} \\ S3 &= 118,14 + 62,02 \cdot 0,648\end{aligned}$$

$$S3 = -158,33 \text{ KN}$$

κόμβος 6



$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= 0 \\ S10 \cdot \sin 40,37 &= S8 \\ S8 &= 62,02 \cdot 0,762\end{aligned}$$

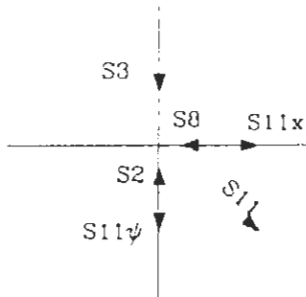
$$S8 = -47,26 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_\psi &= 0 \\ S5 - S4 + S10 \cdot \eta_{\mu 40,37} &= 0 \\ S5 &= S4 - S10 \cdot \eta_{\mu 40,37} \\ S5 &= 118,14 - 62,02 \cdot 0,648\end{aligned}$$

$$S5 = -77,95 \text{ KN}$$



κόμβος 3



$$\Sigma F_x = 0$$

$$S_{11} \cdot \sigma_{\nu\nu} 40,37 = S_8$$

$$S_{11} = 47,26 / 0,762$$

$$\boxed{S_{11} = + 62,02 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

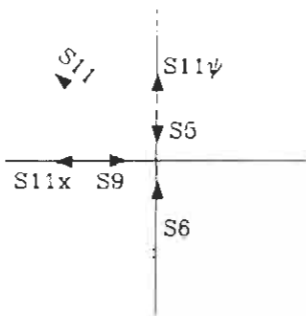
$$S_3 - S_2 + S_{11} \cdot \eta_{\mu} 40,37 = 0$$

$$S_2 = S_3 + S_{11} \cdot \eta_{\mu} 40,37$$

$$S_2 = 158,33 + 62,02 \cdot 0,648$$

$$\boxed{S_2 = - 198,52 \text{ KN}}$$

κόμβος 7



$$\Sigma F_x = 0$$

$$S_{11} \cdot \sigma_{\nu\nu} 40,37 = S_9$$

$$S_9 = 62,02 \cdot 0,762$$

$$\boxed{S_9 = - 47,26 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

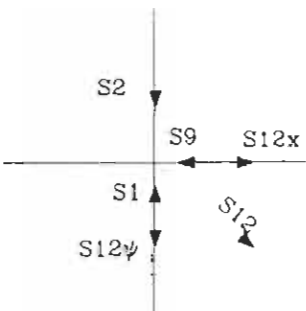
$$S_6 - S_5 + S_{11} \cdot \eta_{\mu} 40,37 = 0$$

$$S_6 = S_5 - S_{11} \cdot \eta_{\mu} 40,37$$

$$S_6 = 77,95 - 62,02 \cdot 0,648$$

$$\boxed{S_6 = - 37,76 \text{ KN}}$$

κόμβος 2



$$\Sigma F_x = 0$$

$$S_{12} \cdot \sigma_{\nu\nu} 40,37 = S_9$$

$$S_{12} = 47,26 / 0,762$$

$$\boxed{S_{12} = + 62,02 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S_2 - S_1 + S_{12} \cdot \eta_{\mu} 40,37 = 0$$

$$S_1 = S_2 + S_{12} \cdot \eta_{\mu} 40,37$$

$$S_1 = 198,52 + 62,02 \cdot 0,648$$

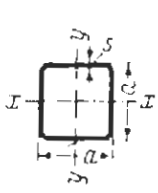
$$\boxed{S_1 = - 238,71 \text{ KN}}$$

## Υπολογισμός ράβδων βάθρου

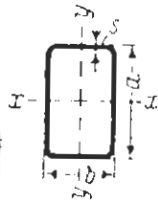
(συνοπτικός πίνακας αποτελεσμάτων)

ράβδος	εφελκυσμός (+)	θλίψη (-)	μήκος (m)
S 1	-	238,71	1,87
S 2	-	198,52	1,87
S 3	-	158,33	1,87
S 4	-	118,14	1,87
S 5	-	77,95	1,87
S 6	-	37,76	1,87
S 7	-	47,26	2,20
S 8	-	47,26	2,20
S 9	-	47,26	2,20
S10	62,02	-	2,89
S11	62,02	-	2,89
S12	62,02	-	2,89

3.4 Επιλογή διατομών των  
ράβδων του δικτυώματος  
και έλεγχος αυτών σε κάθε  
δυνατή καταπόνηση



$I_x$  &  $W_x$  βλέπε σελίδα 62.



# Σωληνωτές Διατομές

Συμβολισμοί κατά DIN 1080  
Τεύχος 1 (Εκδ. Ιουν. 1976)  
Τεύχος 4 (Εκδ. Μάρτ. 1980)



Πίνακας στη σελίδα 29.

Για το U βλέπε σελίδα 55.

$a$	$s$	$F$	$G$	$J$	$W$	$i$	$a$	$s$	$F$	$G$	$J$	$W$	$i$	$a$	$s$	$F$	$G$	$J$	$W$	$i$
mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
<b>Τετράγωνες σωληνωτές διατομές, θερμής καταγωγής, κατά DIN 59410, Έκδ. Μάιος 1974</b>																				
40	2,9	4,23	3,32	9,66	4,03	1,51	100	5,3	18,8	14,7	281	56,3	3,87	220	8,3	62,8	41,5	3980	362	8,68
4	4	5,62	4,41	12,1	6,05	1,47		8,3	23,3	18,3	339	67,8	3,02		8	66,2	52,0	4890	445	8,60
50	2,9	5,39	4,23	19,8	7,94	1,92	120	4,5	20,5	16,1	452	75,3	4,70	10	10	81,4	63,9	5890	535	8,50
4	4	7,22	5,67	25,4	10,1	1,87		5,6	25,1	19,7	544	90,6	4,65	260	7,1	70,5	55,4	7450	573	10,3
60	2,9	6,55	5,14	35,5	11,8	2,33	140	6,3	28,0	22,0	598	99,7	4,62	8	8,8	86,4	67,8	8980	691	10,2
4	4	8,82	6,93	45,9	15,3	2,28		5,8	29,8	23,3	885	126	5,47	11	11	106	83,8	10830	833	10,1
5	5	10,8	8,47	54,1	18,0	2,24		7,1	37,0	29,0	1080	154	5,40	280	8	85,4	67,0	10430	745	11,0
70	3,2	8,46	6,64	62,7	17,9	2,72	160	8,8	45,0	35,3	1280	182	5,33	10	10	105	82,8	12650	903	11,0
4	4	10,4	8,18	75,3	21,5	2,69		6,3	37,7	29,6	1460	183	6,23	12,5	12,5	130	102	15220	1090	10,8
5	5	12,8	10,0	89,6	25,6	2,65		8	47,0	36,9	1780	222	6,15	320	10	121	95,3	19240	1200	12,6
80	3,8	10,9	8,55	106	26,4	3,11	180	10	57,4	45,1	2100	263	6,05	12,5	12,5	150	118	23270	1450	12,5
4,5	4,5	13,4	10,5	127	31,7	3,08		6,3	42,8	33,6	2120	236	7,05	18	18	188	148	28430	1780	12,3
5,6	5,6	16,4	12,9	151	37,6	3,03		8	53,4	41,9	2590	288	6,97	360	10	137	108	27790	1540	14,2
90	3,6	12,3	9,68	153	34,0	3,52	200	10	65,4	51,4	3090	343	6,87	12,5	12,5	170	133	33740	1870	14,1
4,5	4,5	15,2	11,9	185	41,0	3,48		6,3	47,8	37,5	2960	296	7,86	18	18	214	168	41450	2300	13,9
5,6	5,6	18,6	14,8	220	49,0	3,44		8	59,8	46,9	3620	362	7,78	400	12,5	190	149	46970	2350	15,7
100	4	15,2	12,0	233	46,6	3,91		10	73,4	57,6	4340	434	7,69	18	18	239	188	57950	2900	15,6
														20	20	294	231	69400	3470	15,4

$a \times b$	$s$	$F$	$G$	$J_x$	$W_x$	$i_x$	$J_y$	$W_y$	$i_y$	$a \times b$	$s$	$F$	$G$	$J_x$	$W_x$	$i_x$	$J_y$	$W_y$	$i_y$
mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
<b>Ορθογωνικές σωληνωτές διατομές, θερμής καταγωγής, κατά DIN 59410, Έκδ. Μάιος 1974</b>																			
50 x 30	2,9	4,23	3,32	13,4	5,36	1,78	5,88	3,92	1,19	200 x 120	6,3	37,7	29,6	2010	201	7,30	910	152	4,91
4	4	5,62	4,41	16,9	6,75	1,73	7,25	4,83	1,14		8	47,0	36,9	2440	244	7,21	1100	183	4,84
60 x 40	2,9	5,39	4,23	26,0	8,67	2,20	13,7	6,83	1,59	220 x 120	10	57,4	45,1	2890	289	7,10	1290	216	4,75
4	4	7,22	5,67	33,3	11,1	2,16	17,3	8,65	1,55		8,3	40,2	31,6	2540	231	7,95	92	165	4,97
70 x 40	2,9	5,97	4,69	38,1	10,8	2,53	15,7	7,83	1,62	250 x 140	8	50,2	39,4	3100	281	7,85	1200	200	4,99
4	4	8,02	6,30	49,2	14,1	2,48	19,9	9,95	1,58		10	61,4	48,2	3880	335	7,74	1410	236	4,80
80 x 40	2,9	6,55	5,14	53,1	13,3	2,85	17,7	8,83	1,64	260 x 140	6,3	47,8	37,5	4280	328	9,44	1630	233	5,85
4	4	8,82	6,93	68,0	17,3	2,80	22,5	11,3	1,60		8	59,8	46,9	5220	402	9,35	1950	284	5,77
5	5	10,8	8,47	81,7	20,4	2,75	26,2	13,1	1,56		10	73,4	57,6	6260	481	9,23	2370	339	5,68
90 x 50	3,2	8,46	6,64	89,7	19,9	3,26	35,5	14,2	2,05	260 x 150	8,3	52,8	41,5	5070	390	9,80	2860	320	7,39
4	4	10,4	8,18	108	24,0	3,22	42,3	16,9	2,02		8	66,2	52,0	6240	480	9,71	3540	393	7,31
5	5	12,8	10,0	129	28,7	3,18	49,9	19,9	1,98		10	81,4	63,9	7510	578	9,80	4240	472	7,22
100 x 50	3,6	10,27	9,98	129	25,8	3,56	42,9	17,2	2,05	280 x 150	7,1	62,0	48,7	6730	481	10,4	3410	379	7,42
4,5	4,5	12,59	8,83	155	31,0	3,52	50,9	20,4	2,02		8,8	75,9	59,6	8100	578	10,3	4090	454	7,34
5,6	5,6	15,3	12,0	184	36,8	3,47	59,4	23,8	1,97		11	93,2	73,2	9720	695	10,2	4890	543	7,24
100 x 60	3,8	10,98	9,55	148	29,1	3,66	65,2	21,7	2,45	250 x 220	8	75,8	59,5	8650	618	10,7	5970	543	8,88
4,5	4,5	13,4	10,5	178	35,1	3,62	77,9	26,0	2,41		10	93,4	73,3	10480	747	10,8	7210	658	8,79
5,6	5,6	16,4	12,9	209	41,8	3,57	91,8	30,6	2,37		12,5	115	90,1	12540	898	10,5	8620	784	8,67
120 x 60	4	13,5	10,6	247	41,1	4,27	82,7	27,6	2,47	320 x 150	8,8	82,9	65,1	11230	702	11,8	4600	511	7,45
5	5	16,8	13,0	296	49,3	4,22	98,2	32,7	2,43		10	93,4	73,3	12510	782	11,8	5110	569	7,40
6,3	6,3	20,5	16,1	354	59,0	4,16	116	38,6	2,38		12,5	115	90,1	14990	937	11,4	6090	677	7,29
140 x 80	4	18,7	13,1	438	62,5	5,12	183	45,7	3,31	320 x 220	8,8	89,9	70,6	12930	808	12,0	7270	861	8,99
5	5	20,8	16,2	529	75,8	5,07	220	55,0	3,27		10	101	79,6	14430	902	11,9	8090	736	8,93
6,3	6,3	25,5	20,0	639	91,3	5,01	263	65,8	3,21		12,5	125	97,9	17360	1080	11,8	9700	882	8,82
160 x 90	4,5	21,2	16,6	715	89,4	5,81	293	65,1	3,72	360 x 220	10	109	85,9	19210	1070	13,3	8980	816	9,06
5,6	5,6	25,9	20,4	858	107,5	5,75	350	77,7	3,67		12,5	135	106	23170	1290	13,1	10780	980	8,94
7,1	7,1	32,2	25,3	1030	129,5	5,67	418	92,9	3,60		18	169	132	28190	1570	12,9	13030	1180	8,79
180 x 100	5,6	29,3	23,0	1240	137,6	5,50	496	99,1	4,11	400 x 250	11	137	108	30330	1520	14,9	15610	1200	10,7
7,1	7,1	36,4	28,6	1500	187,6	4,41	597	119,4	4,05		14,2	174	137	37810	1880	14,7	19280	1480	10,5
8,8	8,8	44,2	34,7	1760	198,6	4,32	696	139,3	3,97		17,5	211	166	44440	2220	14,5	22680	1740	10,4

\*) Η δυνατότητα παράδοσης να συζητείται με τον κατασκευαστή.

Μήκη κατασκευών μέχρι 16 μ. Για τις άλλες διαστάσεις και τις στατικές τιμές, σύμφωνα με τους κανονισμούς του κατασκευαστή.

## ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Για τις κάτω οριζόντιες ράβδους

S1, S2, ..., S9, S10 επιλέγουμε σωληνωτή διατομή

18\*10\*7,1(cm)

Για τις πάνω οριζόντιες ράβδους

S11, S12, ..., S19, S20 επιλέγουμε σωληνωτή διατομή

18\*10\*7,1(cm)

Για τις κάθετες ράβδους S21, S22, ..., S30, S31

επιλέγουμε σωληνωτή διατομή  10\*10\*5,0 (cm)

Για τις διαγώνιες ράβδους S32, S33, ..., S40, S41

επιλέγουμε σωληνωτή διατομή  10\*10\*5,0 (cm)

Από την επίλυση του δικτυώματος προκύπτει:

♦ οι κάτω οριζόντιες ράβδοι S1 έως και S10

ελέγχονται σε εφελκυσμό

♦ οι πάνω οριζόντιες ράβδοι S11 έως και S20

ελέγχονται σε θλίψη και σε λυγισμό

♦ οι διαγώνιες ράβδοι S32, S33, S40, S41

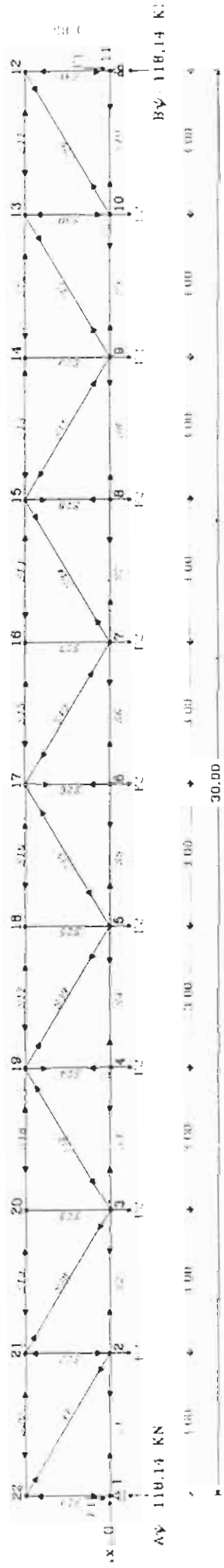
ελέγχονται σε θλίψη και σε λυγισμό

♦ οι διαγώνιες ράβδοι S34, έως και S39

ελέγχονται σε εφελκυσμό

# Ο Ψ Η Δ Ι Κ Τ Υ Ω Μ Α Τ Ο Σ

κλ. 1:120



F1 = 11,82 KN  
F2 = 23,63 KN

## Διατομές:

- |                  |   |   |          |   |                |
|------------------|---|---|----------|---|----------------|
| κάτω πέλμα       | (S1,S2,S3,S4,S5,S6,S7,S8,S9,S10)              | □ | σωληνωτή | □ | 18*10*7,1 (cm) |
| πάνω πέλμα       | (S11,S12,S13,S14,S15,S16,S17,S18,S19,S20)     | □ | σωληνωτή | □ | 18*10*7,1 (cm) |
| κάθετες ράβδοι   | (S21,S22,S23,S24,S25,S26,S27,S28,S29,S30,S31) | □ | σωληνωτή | □ | 10*10*5,0 (cm) |
| διαγώνιες ράβδοι | (S32,S33,S34,S35,S36,S37,S38,S39,S40,S41)     | □ | σωληνωτή | □ | 10*10*5,0 (cm) |

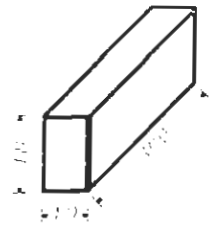
## ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

### ♦ Έλεγχος λυγισμού στις πάνω οριζόντιες ράβδους

S11, S12, S13, S14, S15, S16, S17, S18, S19, S20

με τιμή δυσμενέστερης φόρτισης  $P=472,67 \text{ KN}$

η οποία εμφανίζεται στις ράβδους S14, S15, S16, S17.



$$i_y = 4,05 \text{ cm}$$
$$F = 36,40 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει ως εξής:

$$N_{bRD} = \chi \cdot \beta_A \cdot (A \cdot f_y) / \gamma_{M1}$$

$$\varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5} = \left( \frac{235}{240} \right)^{0,5} = 0,99 \quad \text{όπου όριο διαρροής } f_y = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,99 = 92,96$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{3,00 \cdot 100}{4,05} = 74,10$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0,5} = \left( \frac{74,10}{92,96} \right) \cdot (1)^{0,5} = 0,80$$

Από τους ακόλουθους πίνακες προκύπτει ότι

συντελεστής ατελειών  $\alpha = 0,21, \beta_A = 1,$

μερικός συντελεστής  $\gamma_{M1} = 1,10$  και μειωτικός συντελεστής  $\chi = 0,80$

$$N_{bRD} = \chi \cdot \beta_A \cdot (A \cdot f_y) / \gamma_{M1}$$

$$N_{bRD} = 0,80 \cdot 1 \cdot (36,40 \cdot 24) / 1,10$$

$$N_{bRD} = 635,3 \text{ KN}$$

$$P = 472,67 \text{ KN} < N_{bRD} = 635,3 \text{ KN}$$



Η λυγηρότητα  $\lambda_{\psi} = S_{\kappa\psi} / i_{\psi} = 3,00 \cdot 100 / 4,05 \Leftrightarrow$

$\lambda = 74,10 \Leftrightarrow \lambda = 74$  και  $\omega = 1,46$  όπως προκύπτει

από τον παρακάτω πίνακα.

$\sigma_{\text{πραγμ.}} = \omega \cdot P / F = 1,46 \cdot 472,67 / 36,40 \Leftrightarrow$

$\sigma_{\text{πραγμ.}} = 18,96 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$

όπου  $S_{\kappa\psi}$  : ανοιγμένο μήκος ράβδου

$i_{\psi}$  : ακτίνα αδράνειας της διατομής

$\omega$  : συντελεστής λυγισμού

#### ♦ Έλεγχος θλίψης στις πάνω οριζόντιες ράβδους

S11, S12, S13, S14, S15, S16, S17, S18, S19, S20

με τιμή δυσμενέστερης φόρτισης  $P=472,67 \text{ KN}$

η οποία εμφανίζεται στις ράβδους S14, S15, S16, S17.

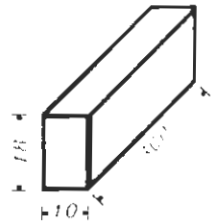
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη προκύπτει ως εξής:

$$N_{C.RD} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{36,40 \cdot 24}{1,10} \Leftrightarrow N_{C.RD} = 794,18 \text{ KN}$$

$$P = 472,67 \text{ KN} < N_{C.RD} = 794,18 \text{ KN}$$

$\sigma_{\text{πραγμ.}} = P / F = 472,67 / 36,40 \Leftrightarrow$

$\sigma_{\text{πραγμ.}} = 12,98 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$



$$i_{\psi} = 4,05 \text{ cm}$$

$$F = 36,40 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  οι τιμές των  $i_{\psi}$  και  $F$  προκύπτουν από τον πίνακα της σελίδας του βιβλίου "Διατομές Σιδηροδοκών" του Γρ. Φούντα

## 5.5 Αντοχή μελών σε λυγισμό

### 5.5.1 Θλιβόμενα μέλη

#### 5.5.1.1 Αντοχή σε λυγισμό

- (1) Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους θα λαμβάνεται ίση με:

$$\ast N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad (5.45)$$

όπου  $\beta_A = 1$  για κατηγορία διατομών 1, 2 ή 3

$$\beta_A = A_{eff} / A \text{ για κατηγορία διατομών 4}$$

και  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

- (2) Για χαλύβδινα μέλη θερμής έλασης με διατομές τις συνήθως χρησιμοποιούμενες για θλιβόμενα μέλη, η αντίστοιχη μορφή λυγισμού είναι γενικά ο "καμπτικός" λυγισμός.
- (3) Σε ωρισμένες περιπτώσεις μπορεί να προεξάρχουν ο "στρεπτικός" ή ο "στρεπτοκαμπτικός" λυγισμός. Αναφορά μπορεί να γίνεται στο ENV 1993-1-3 Ευρωκώδικας 3: Μέρος 1.3<sup>\*)</sup>.

#### 5.5.1.2 Μέλη σταθερής διατομής

- (1) Για σταθερή αξονική θλίψη σε μέλη με σταθερή διατομή, η τιμή του  $\chi$  για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$ , μπορεί να προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1 \quad (5.46)$$

$$\text{όπου } \varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda} = \left[ \beta_A A f_y / N_{cr} \right]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) (\beta_A)^{0.5}$$

$\lambda$  είναι η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού

$$\lambda_1 = \pi \left[ E / f_y \right]^{0.5} = 93.9 \epsilon$$

<sup>\*)</sup> Υπό προετοιμασία

$$\varepsilon = \left[ 235 / N_{cr} \right]^{0.5} \quad (\varepsilon, \text{ σε } \text{N/mm}^2)$$

και  $N_{cr}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

- ✳ (2) Ο συντελεστής ατελειών  $a$  που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού θα λαμβάνεται από τον πίνακα 5.5.1.

Πίνακας 5.5.1 Συντελεστές ατελειών				
Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0.21	0.34	0.49	0.75

- (3) Τιμές του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  για την ανάλογη αδιάστατη λυγνρότητα  $\bar{\lambda}$  μπορεί να λαμβάνονται από τον πίνακα 5.5.2.
- (4) Εναλλακτικά, μέλη με σταθερή διατομή μπορεί να ελέγχονται με ανάλυση δευτέρας τάξεως, βλέπε 5.5.1.3(4) και 5.5.1.3(6).

### 5.5.1.3 Μέλη μεταβλητής διατομής

- (1) Μέλη μεταβλητής διατομής και μέλη με αλλαγές της διατομής κατά μήκος αυτών μπορεί να ελέγχονται με ανάλυση δευτέρας τάξεως, βλέπε (4) και (6).
- (2) Εναλλακτικά, απλοποιημένες μέθοδοι ανάλυσης μπορεί να βασίζονται σε τροποποιήσεις της βασικής διαδικασίας για μέλη σταθερής διατομής.
- (3) Καμία μέθοδος δεν προτιμάται. Κάθε αναγνωρισμένη μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί, με την προϋπόθεση ότι μπορεί να αποδεικνύεται ότι είναι συντηρητική.
- (4) Η ανάλυση δευτέρας τάξεως ενός μέλους πρέπει να συμπεριλαμβάνει την κατάλληλη ισοδύναμη αρχική καμπυλότητα που δίνεται στο σχήμα 5.5.1 αντίστοιχα με τη σχετική καμπύλη λυγισμού, ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης και τον τύπο ελέγχου της διατομής.
- (5) Οι ισοδύναμες αρχικές καμπυλότητες που δίνονται στο σχήμα 5.5.1 θα χρησιμοποιούνται επίσης όπου είναι αναγκαίο (σύμφωνα με την 5.2.4.5) για να συμπεριληφθούν οι ατέλειες μελών κατά τη συνολική ανάλυση.
- (6) Όταν χρησιμοποιούνται ατέλειες που δίνονται στο σχήμα 5.5.1, οι αντοχές των διατομών θα πρέπει να ελέγχονται όπως καθορίστηκε στην 5.4, χρησιμοποιώντας το  $\gamma_{M1}$  αντί του  $\gamma_{M0}$ .

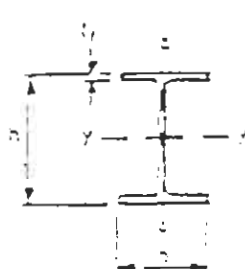
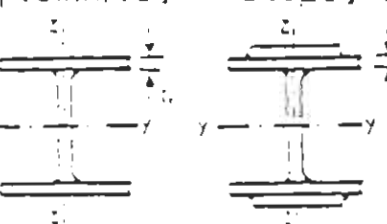


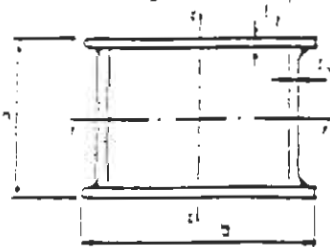

### 5.5.1.4 Καμπτικός λυγισμός

- (1) Για καμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη θα προσδιορίζεται από τον πίνακα 5.5.3.
- (2) Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα 5.5.3 θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα.

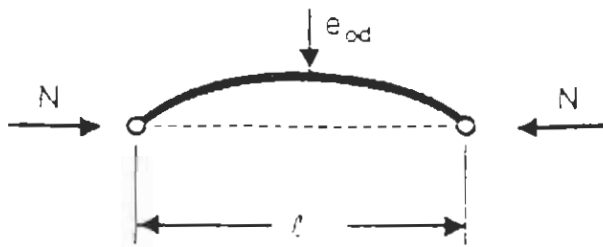
Πίνακας 5.5.2 Μειωτικοί συντελεστές  $\chi$

$\bar{\lambda}$	Καμπύλη λυγισμού			
	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4259	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2299
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Πίνακας 5.5.3 Επιλογή της καμπύλης λυγισμού

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί αξονα	Καμπύλη λυγισμού
<p>Βότμρες διατομές I</p> 	$h/b > 1,2$ $t, \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	a b
	$40\text{mm} < t, \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t, \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
$t, > 100\text{mm}$	y-y z-z	d c	
<p>γκαλιπτές διατομές I</p> 	$t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40\text{mm}$	y-y z-z	c c
<p>Βύλες διατομές</p> 	εν θερμώ έλαση	οποιοδήποτε	a 
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $\bar{\epsilon}_{yb}$ *)	οποιοδήποτε	b
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $\bar{\epsilon}_{ya}$ *)	οποιοδήποτε	c
<p>γκαλιπτές βωταειδείς διατομές</p> 	γενικά (εκτός των κατωτέρω)	οποιοδήποτε	b
	μεγάλα πάχη ραφής και $b/t_w < 30$ $h/t_w < 30$	y-y z-z	c c
<p>-L-, T- και συμπαγείς διατομές</p> 		οποιοδήποτε	c

βλέπε 5.5.1.4(4) και σχήμα 5.5.2



Διατομή		Μεθοδος συνολικής ανάλυσης				
Μεθοδος ελεγχου της αντοχής	Τύπος διατομής και αξονας	Ελαστική η Ακαμπτη-Πλαστική η Ελαστική-Ιδανικά πλαστική	Ελαστο-πλαστική (μέθοδος πλαστικής ζώνης)			
Ελαστική [5.4.8.2]	Ομοσδήποτε	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	-			
Γραμμική πλαστική [5.4.8.1(12)]	Ομοσδήποτε	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	-			
Μη γραμμική πλαστική [5.4.8.1(1) έως (11)]	Ι-διατομή αξονας yy	$133a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$			
	Ι-διατομή αξονας zz	$20k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$			
	Ορθογωνική κοίλη διατομή	$133a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$			
	Κυκλική κοίλη διατομή	$15k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$			
$k_y = (1 - k_\delta) + 2k_5 \bar{\lambda}$ αλλά $k_y \geq 10$						
Καμπυλή λυγισμού	a	e <sub>eff</sub>	k <sub>δ</sub>			
			γ <sub>M1</sub> = 1.05	γ <sub>M1</sub> = 1.10	γ <sub>M1</sub> = 1.15	γ <sub>M1</sub> = 1.20
a	0.21	// 600	0.12	0.23	0.33	0.42
b	0.34	// 380	0.08	0.15	0.22	0.28
c	0.49	// 270	0.06	0.11	0.16	0.20
d	0.76	// 180	0.04	0.08	0.11	0.14
Μ-λη μεταβλητής διατομής:						
Χρησιμοποιείται η τιμή του W <sub>pl</sub> ή W <sub>pl</sub> στο κέντρο του μήκους λυγισμού l						
Σχήμα 5.5.1. Τιμές σχεδιασμού της ισοδύναμης αρχικής καμπυλότητας e <sub>eff</sub>						

## 5. Έσχατες οριακές καταστάσεις

### 5.1. Βάσεις

#### 5.1.1. Γενικά

(1) Καλυβδίνες κατασκευές και στοιχεία τους πρέπει να διαστασιολογούνται έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού για την έσχατη οριακή κατάσταση που δίνονται στο κεφάλαιο 2

(2) Ο μερικός συντελεστής ασφάλειας  $\gamma_M$  πρέπει να λαμβάνεται ως ακολούθως:

- αντοχή διατομής Κατηγορίας 1, 2 ή 3:<sup>1)</sup>  $\gamma_{M0}=1.1$
- αντοχή διατομής Κατηγορίας 4:<sup>1)</sup>  $\gamma_{M1}=1.1$
- αντοχή μέλους σε λυγισμό:  $\gamma_{M1}=1.1$
- αντοχή καθαρής διατομής σε θέση με οπές κοχλιών:  $\gamma_{M2}=1.25$
- αντοχή συνδέσεων: βλέπε Κεφάλαιο 6

#### 5.1.2. Σχεδιασμός πλαισίων

(1) Πλαίσια πρέπει να ελέγχονται για:

- αντοχή διατομών (5.4)
- αντοχή μελών (5.5)
- αντοχή συνδέσεων (Κεφάλαιο 6)
- ευστάθεια πλαισίου (5.2.6)
- στατική ισορροπία (2.3.2.4)

(2) Όταν ελέγχεται η αντοχή διατομών και μελών ενός πλαισίου, κάθε μέλος μπορεί να εξετάζεται σαν απομονωμένο από το πλαίσιο, με δυνάμεις και ροπές εφαρμοσμένες στο κάθε άκρο του όπως προσδιορίζονται από την ανάλυση του πλαισίου. Οι συνθήκες στήριξης σε κάθε άκρο πρέπει να προσδιορίζονται θεωρώντας το μέλος ως μέρος του πλαισίου και πρέπει να είναι συνεπείς με τον τύπο της ανάλυσης (βλέπε 5.2.1 και 5.2.2) και τον τρόπο αστοχίας (βλέπε 5.2.6).

#### 5.1.3. Εφελκυόμενα μέλη

(1) Εφελκυόμενα μέλη πρέπει να ελέγχονται για:

- αντοχή διατομών (5.4.3)

#### 5.1.4. Θλιβόμενα μέλη

(2) Θλιβόμενα μέλη πρέπει να ελέγχονται για:

- αντοχή διατομών (5.4.4)
- αντοχή σε λυγισμό (5.5.1)

#### 5.1.5. Δοκοί

(1) Μέλη υποκείμενα σε κάμψη πρέπει να ελέγχονται για:

<sup>1)</sup> Για ταξινόμηση διατομών βλέπε 5.3

<sup>2)</sup> Για ταξινόμηση διατομών βλέπε 5.3

- (2) Σε συνδέσεις κατηγορίας C υπολογισμένων να ανθίστανται σε ολίσθηση κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας (βλέπε 6.5.3.1), η πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις οπές συνδέσμων  $N_{net,Rd}$  δεν θα υπερβαίνει την τιμή.

$$N_{net,Rd} = A_{net} f_t / \gamma_{MO} \quad (5.14)$$

- (3) Για γωνιακά συνδεδεμένα μέσω του ενός σκέλους, βλέπε επίσης 6.5.2.3 και 6.6.10. Παρόμοια θεώρηση θα γίνεται σε άλλους τύπους διατομών που συνδέονται μέσω προεξεχόντων σκελών όπως είναι οι διατομές T και C.

- (4) Όπου απαιτείται πλαστική συμπεριφορά, η πλαστική αντίσταση σχεδιασμού  $N_{pl,Rd}$  θα είναι μικρότερη της οριακής αντίστασης αστοχίας της καθαρής διατομής στις οπές συνδέσμων  $N_{u,Rd}$ , δηλ.

$$N_{pl,Rd} \geq N_{u,Rd} \quad (5.15)$$

Αυτο ικανοποιείται εάν:

$$0.9(A_{net} / A) \geq (f_y / f_d) (\gamma_{M2} / \gamma_{MO})$$

#### 5.4.4. Θλίψη

- (1) Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{sd}$  σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (5.16)$$

όπου  $N_{c,Rd}$  είναι η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής που θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

(α) την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{MO}$$

(β) την αντίσταση σχεδιασμού για τοπικό λυγισμό της πλήρους διατομής

$$N_{T,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

όπου  $A_{eff}$  είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής, βλέπε 5.3.5.

- (2) Η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής  $N_{c,Rd}$  μπορεί να προσδιορίζεται ως εξής:

\* Διατομές κατηγορίας 1, 2, 3  $N_{c,Rd} = A f_y / \gamma_{MO}$

Διατομές κατηγορίας 4  $N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$

- (3) Στην περίπτωση μη συμμετρικών διατομών κατηγορίας 4, θα χρησιμοποιείται η μέθοδος που δίνεται στην 5.4.8.3 για την πρόβλεψη της πρόσθετης ροπής  $\Delta M$  εξ' αιτίας της εκκεντρότητας του κεντροβαρικού άξονα της ενεργού διατομής, βλέπε 5.3.5.(7).

- (4) Επί πλέον, θα ελέγχεται η αντίσταση σε λυγισμό του μέλους, βλέπε 5.5.1.



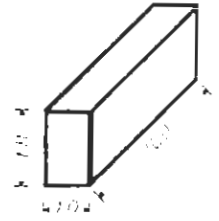


♦ Έλεγχος εφελκυσμού στις κάτω οριζόντιες ράβδους

S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S9, S10 με τιμή δυσμενέστερης φόρτισης  $P=492,35 \text{ KN}$  η οποία εμφανίζεται στις ράβδους S5, S6:

$$\sigma_{\text{πραγμ}} = P / F = 492,35 / 36,40 \Leftrightarrow$$

$$\sigma_{\text{πραγμ}} = 13,53 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

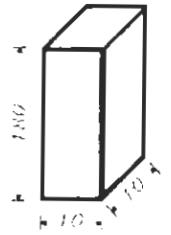


$$i_y = 4,05 \text{ cm}$$

$$F = 36,40 \text{ cm}^2$$

♦ Έλεγχος λυγισμού στις κάθετες ράβδους

S21, S22, S30, S31 με τιμή δυσμενέστερης φόρτισης  $P=106,32 \text{ KN}$  η οποία εμφανίζεται στις ράβδους S21 και S31.



$$i = 3,87 \text{ cm}$$

$$F = 18,80 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει ως εξής:

$$N_{bRD} = \chi * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1}$$

$$\epsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5} = \left( \frac{235}{240} \right)^{0,5} = 0,99 \quad \text{όπου όριο διαρροής } f_y = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9 * \epsilon = 93,9 * 0,99 = 92,96$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{1,80 * 100}{3,87} = 46,51$$

$$\chi = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) * (\beta_A)^{0,5} = \left( \frac{46,51}{92,96} \right) * (1)^{0,5} = 0,50$$

Από τους προηγούμενους πίνακες προκύπτει ότι

συντελεστής ατελειών  $\alpha = 0,21, \beta_A = 1,$

μερικός συντελεστής  $\gamma_{M1} = 1,10$  και μειωτικός συντελεστής  $\chi = 0,9243$

$$N_{bRD} = \chi \cdot \beta_A \cdot (A \cdot f_y) / \gamma_{M1}$$

$$N_{bRD} = 0,9243 \cdot 1 \cdot (18,80 \cdot 24) / 1,10$$

$$N_{bRD} = 379,13 \text{ KN}$$

$$P = 106,32 \text{ KN} < N_{bRD} = 379,13 \text{ KN}$$

$$\lambda = 1,80 \cdot 100 / 3,87 = 46,51 \Leftrightarrow$$

$$\lambda = 47 \text{ και } \omega = 1,19$$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = \omega \cdot P / F = 1,19 \cdot 106,32 / 18,80 \Leftrightarrow$$

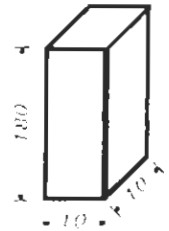
$$\Leftrightarrow \sigma_{\text{πραγμ.}} = 6,73 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

#### ◆ Έλεγχος θλίψης στις κάθετες ράβδους

S21, S22, S30, S31 με τιμή δυσμενέστερης

φόρτισης  $P=106,32 \text{ KN}$  η οποία εμφανίζεται στις

ράβδους S21 και S31.



$$i = 3,87 \text{ cm.}$$
$$F = 18,80 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη

προκύπτει ως εξής:

$$N_{C,RD} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18,80 \cdot 24}{1,10} \Leftrightarrow N_{C,RD} = 410,18 \text{ KN}$$

$$P = 106,32 \text{ KN} < N_{C,RD} = 410,18 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = P / F = 106,32 / 18,80 \Leftrightarrow$$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = 5,66 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

◆ *Έλεγχος εφελκυσμού στις κάθετες ράβδους*

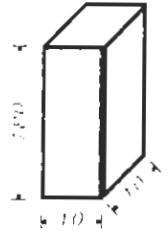
S24, S26, S28 με τιμή δυσμενέστερης φόρτισης

P=23,63 KN η οποία εμφανίζεται στις ράβδους

S24, S26, S28:

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = P / F = 23,63 / 18,80 \Leftrightarrow$$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = 1,26 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$



$$i = 3,87 \text{ cm.}$$

$$F = 18,80 \text{ cm}^2$$

◆ *Έλεγχος λυγισμού στις διαγώνιες ράβδους*

S32, S33, S40, S41 με τιμή δυσμενέστερης φόρτισης

P=114,90 KN η οποία εμφανίζεται στις ράβδους S32 και S41.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει ως εξής:

$$N_{bRD} = \chi * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1}$$

$$\epsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5} = \left( \frac{235}{240} \right)^{0,5} = 0,99 \quad \text{όπου όριο διαρροής } f_y = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9 * \epsilon = 93,9 * 0,99 = 92,96$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{3,50 * 100}{3,87} = 90,44$$

$$\lambda = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) * (\beta_A)^{0,5} = \left( \frac{90,44}{92,96} \right) * (1)^{0,5} = 0,97$$

Από τους προηγούμενους πίνακες προκύπτει ότι

συντελεστής ατελειών  $\alpha = 0,21, \beta_A = 1,$

μερικός συντελεστής  $\gamma_{M1} = 1,10$  και μειωτικός συντελεστής  $\chi = 0,6861$

$$N_{bRD} = \chi * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1}$$

$$N_{bRD} = 0,6861 * 1 * (18,80 * 24) / 1,10$$

$$N_{bRD} = 281,43 \text{ KN}$$

$$P = 114,90 \text{ KN} < N_{bRD} = 281,43 \text{ KN}$$

$$\lambda = 3,50 * 100 / 3,87 = 90,44 \Leftrightarrow \lambda = 90 \text{ και } \omega = 1,71$$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = \omega * P / F = 1,71 * 114,90 / 18,80 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{\text{πραγμ.}} = 10,45 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

#### ◆ Έλεγχος θλίψης στις διαγώνιες ράβδους

S32, S33, S40, S41 με τιμή δυσμενέστερης

φόρτισης  $P=114,90 \text{ KN}$  η οποία εμφανίζεται στις

ράβδους S32 και S41.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη

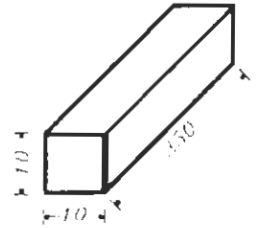
προκύπτει ως εξής:

$$N_{C.RD} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18,80 * 24}{1,10} \Leftrightarrow N_{C.RD} = 410,18 \text{ KN}$$

$$P = 114,90 \text{ KN} < N_{C.RD} = 410,18 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = P / F = 114,90 / 18,80 \Leftrightarrow$$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = 6,11 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$



$$i = 3,87 \text{ cm.}$$

$$F = 18,80 \text{ cm}^2$$

◆ *Έλεγχος εφελκυσμού στις διαγώνιες ράβδους*

S34, S35, S36, S37, S38, S39 με τιμή

δυσμενέστερης φόρτισης  $P=206,85 \text{ KN}$  η οποία

εμφανίζεται στις ράβδους S36 και S37 :

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = P / F = 206,85 / 18,80 \Leftrightarrow$$

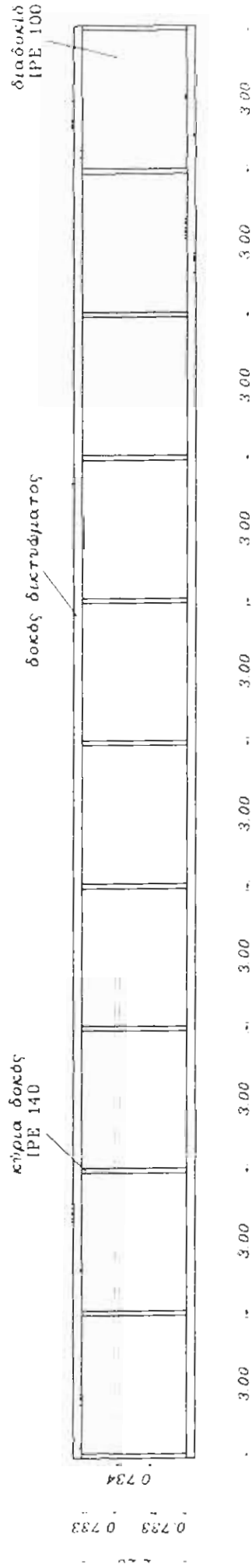
$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = 11,00 \text{ KN/cm}^2 \leq f_y = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

3.5 Επιλογή διατομών κυρίων  
δοκών και διαδοκίδων του  
καταστρώματος

Έλεγχος των κυρίων δοκών  
και διαδοκίδων  
του καταστρώματος  
σε κάμψη και διάτμηση

# Κάτοψη καταστρώματος πεζογέφυρας

κλίμακα 1:120



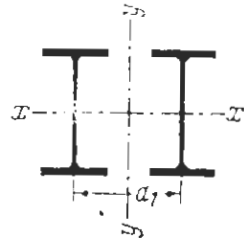
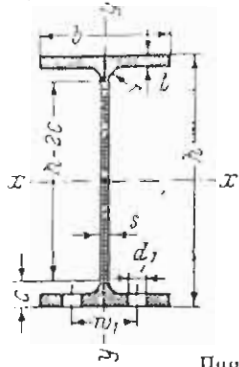


# Υψίκωμα Δοκάρια Ι

Ι PE-ΣΕΙΡΑ

Συνήθη Μήκη

για ύψη διατομών κάτω από 300 χιλ.....8 ως 16 μ.  
για ύψη διατομών πάνω από 300 χιλ.....8 ως 18 μ.



Για την αξονική απόσταση  $a_1$  βλ. DIN 55 928 Μέρος 2 (σελ. 88)  
για λόγους αντιδιαβρωτικής προστασίας.

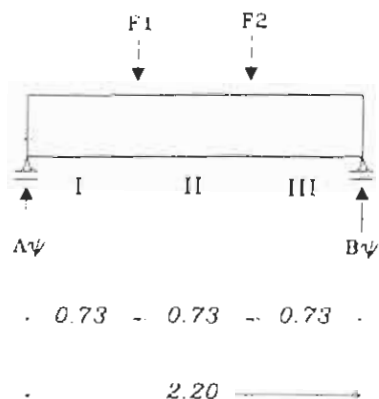
Παράπλευρη Επιφάνεια U βλ. σελ. 55  
Για τα  $W_{pl}$ ,  $M_{pl}$ ,  $N_{pl}$ ,  $Q_{pl}$ ,  $S_x$ ,  $J_D$ ,  $C_M$  βλ. σελ. 59 - 63

Συμβολισμοί κατά DIN 1080  
Τεύχος 1 (Εκδ. Ιουν. 1976)  
Τεύχος 4 (Εκδ. Μάρτ. 1980)

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	Διαστάσεις σε χιλιοστά							F cm <sup>2</sup>	G kg/m	Για τον άξονα κάμψης						$s_x$ cm	Οπές πελμάτων κατά DIN 997 Εκδ. Οκτ. 1970*)	
	h	b	s	t	r	c	h-2c			x-x			y-y				$d_1$ mm	$w_1$ mm
										$J_x$	$W_x$	$i_x$	$J_y$	$W_y$	$i_y$			
										cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm			
	$I_s$	$I_g$			A	$I_y$	$W_y$	$i_y$	$I_z$	$W_z$	$i_z$	$s_y$						
<b>Ι PE</b>	<b>Υψίκωμα δοκάρια Ι με παράλληλα πέλματα. Σειρά Ι PE (έλαση εν θερμώ), κατά DIN 1025 Μέρος 5, έκδοση Μάρτιος 1965. Η σειρά Ι PE αντιστοιχεί στους Ευρωπαϊκούς κανονισμούς EURONRM 19 - 57</b>																	
80	80	46	3,8	5,2	5	10,2	59	7,64	6,00	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	6,9	6,4	26
100	100	55	4,1	5,7	7	12,7	74	10,3	8,10	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	8,6	8,4	30
120	120	64	4,4	6,3	7	13,3	93	13,2	10,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	10,5	8,4	36
140	140	73	4,7	6,9	7	13,9	112	18,4	12,9	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	12,3	11	40
160	160	82	5,0	7,4	9	16,4	127	20,1	15,8	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	14,0	13**)	44
180	180	91	5,3	8,0	9	17,0	146	23,9	18,8	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	15,8	13	50
200	200	100	5,6	8,5	12	20,5	159	28,5	22,4	1940	194	8,28	142	28,5	2,24	17,6	13	56
220	220	110	5,9	9,2	12	21,2	177	33,4	26,2	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	19,4	17	60
240	240	120	6,2	9,8	15	24,8	190	39,1	30,7	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	21,2	17	68
270	270	135	6,6	10,2	15	25,2	219	45,9	36,1	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	23,9	21	72
300	300	150	7,1	10,7	15	25,7	248	53,8	42,2	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	26,6	23	80
330	330	160	7,5	11,5	18	29,5	271	62,6	49,1	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	29,3	25	86
360	360	170	8,0	12,7	18	30,7	298	72,7	57,1	16270	904	15,0	1040	123	3,79	31,9	25	90
400	400	180	8,6	13,5	21	34,5	331	84,5	66,3	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	35,4	28	96
450	450	190	9,4	14,6	21	35,8	378	98,8	77,6	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	39,7	28	106
500	500	200	10,2	16,0	21	37,0	426	116	90,7	48200	1930	20,4	2140	214	4,31	43,9	28	110
550	550	210	11,1	17,2	24	41,2	467	134	106	67120	2440	22,3	2670	254	4,45	48,2	28	120
600	600	220	12,0	19,0	24	43,0	514	156	122	92080	3070	24,3	3390	308	4,66	52,4	28	120
<b>Ι PEο</b>	<b>Υψίκωμα δοκάρια εκτός Κανονισμών</b>																	
180ο	182	92	6,0	9,0	9	18,0	146	27,1	21,3	1510	185	7,45	117	25,5	2,08	15,9	13	50
200ο	202	102	6,2	9,5	12	21,5	159	32,0	25,1	2210	219	8,32	169	33,1	2,30	17,7	13	56
220ο	222	112	6,6	10,2	12	22,2	177	37,4	29,4	3130	282	9,16	240	42,8	2,53	19,5	17	62
240ο	242	122	7,0	10,8	15	25,8	190	43,7	34,3	4370	361	10,0	329	53,9	2,74	21,3	17	68
270ο	274	136	7,5	12,2	15	27,2	219	53,8	42,3	6850	507	11,4	514	75,5	3,09	24,2	21	72
300ο	304	152	8,0	12,7	15	27,7	248	62,8	49,3	9990	658	12,6	746	98,1	3,45	26,9	23	80
330ο	334	162	8,5	13,5	18	31,5	271	72,6	57,0	13910	833	13,8	960	119	3,64	29,5	25	86
360ο	364	172	9,2	14,7	18	32,7	298	84,1	66,0	19050	1050	15,1	1250	146	3,86	32,1	25	90
400ο	404	182	9,7	15,5	21	36,5	331	96,4	75,7	26750	1320	16,7	1560	172	4,03	35,6	28	96
400v	408	182	10,6	17,5	21	38,5	331	107	84,0	30140	1480	16,8	1770	194	4,06	35,8	28	98
450ο	456	192	11,0	17,8	21	38,6	378	118	92,4	40920	1790	18,7	2090	217	4,21	40,0	28	106
450v	460	194	12,4	19,6	21	40,8	378	132	104	46200	2010	18,7	2400	247	4,26	39,8	28	106
500ο	506	202	12,0	19,0	21	40,0	426	137	107	57780	2280	20,6	2620	260	4,38	44,2	28	110
500v	514	204	14,2	23,0	21	44,0	426	184	129	70720	2750	20,8	3270	321	4,46	44,7	28	110
550ο	556	212	12,7	20,2	24	44,2	467	156	123	79180	2850	22,5	3220	304	4,55	48,5	28	120
550v	566	216	17,1	25,2	24	49,2	467	202	159	102300	3620	22,5	4260	395	4,59	48,7	28	120
600ο	610	224	15,0	24,0	24	48,0	514	197	154	118300	3880	24,5	4520	404	4,79	52,9	28	120
600v	618	228	18,0	28,0	24	52,0	514	234	184	141600	4580	24,6	5570	489	4,88	53,2	28	120
<b>Ι PES</b>	<b>Ειδικά προφίλ υψίκωμων Ι εκτός Κανονισμών</b>																	
750	750	230	15	24	27	52,0	548	222	174	196200	5230	29,7	4900	426	4,70	64,6	28	120
Ι PE 500, 550, 600 και Ι PES 750 μείνουν μεγαλύτερα υψή. Ι PES 750 επίσης με μικρότερα υψή παραδίδεται.																		

\*) Αν δίνονται περισσότερες τιμές για την  $d_1$  να ληφθεί υπόψη η διευκρίνιση της σελίδας 11.  
\*\*) Δεν χρησιμοποιούνται εδώ οι κοχλίες των κανονισμών για συνδέσεις ΙV.

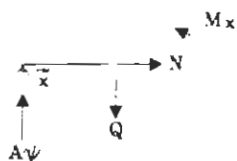
# Ελεγχος σε ΚΑΜΨΗ της κυρίας δοκού του καταστρώματος (ΙΡΕ 140)



$$F_1 = F_2 = 7,88 \text{ KN}$$

$$A\psi = B\psi = 7,88 \text{ KN}$$

## Τομή I



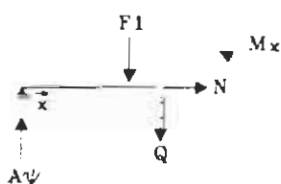
$$\sum M_x = 0 \Leftrightarrow M_x - A\psi \cdot x = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_x = 7,88 \cdot x \Leftrightarrow$$

$$\text{για } x=0 \quad M_x = 0$$

$$\text{για } x=0,73 \quad M_x = 5,78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

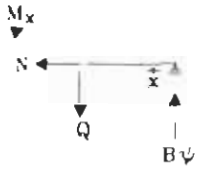
## Τομή II



$$\sum M_x = 0 \Leftrightarrow M_x - A\psi \cdot (x + 0,73) + F_1 \cdot x = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_x = 7,88 \cdot x - 5,78 - 7,88 \cdot x = -5,78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

### Τομή III



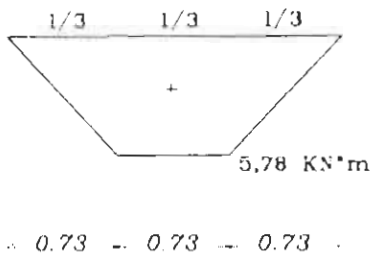
$$\Sigma M_x = 0 \Leftrightarrow M_x - B\psi \cdot x = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_x = 7,88 \cdot x \Leftrightarrow$$

$$\text{για } x=0 \quad M_x = 0$$

$$\text{για } x=0,73 \quad M_x = 5,78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

### Διάγραμμα Ροπής M



$$\sigma_{\pi\rho} = M/W_x = 5,78(\text{KN}\cdot\text{m}) \cdot 100 / 77,30(\text{cm}^3) \Leftrightarrow$$

$$\sigma_{\pi\rho} = 7,48 \text{ KN/cm}^2 < \sigma_{\epsilon\pi} = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

Η πλαστική ροπή σχεδιασμού είναι

$$M_{\text{pl.Rd}} = W_{\text{pl}} \cdot f_y / \gamma_M = 88,30 \cdot 24 / 1,10$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 19,26 \text{ KN}\cdot\text{m} > M = 5,78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

όπου πλαστική ροπή αντιστάσεως  $W_{\text{pl}} = 88,30 \text{ cm}^3$

όπως προκύπτει από τον ακόλουθο πίνακα

- (5) Σε θλιβόμενα μέλη δεν απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη οι οπές συνδέσμων εκτός των περιπτώσεων υπερμεγεθών οπών ή οπών εγκοπής (slotted holes).

#### 5.4.5. Ροπή κάμψεως

##### 5.4.5.1. Βασικά

- (1) Όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, η τιμή σχεδιασμού της καμπτικής ροπής  $M_{sd}$  σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί την:
- $$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (5.17)$$

όπου  $M_{c,Rd}$  είναι η καμπτική αντίσταση σχεδιασμού που θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

(α) την πλαστική ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής

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

(β) την ροπή σχεδιασμού για τοπικό λυγισμό της πλήρους διατομής

$$M_{oRd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

όπου  $W_{eff}$  είναι η ενεργός ροπή αντιστάσεως (βλέπε 5.3.5)

(γ) την οριακή ροπή αστοχίας σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις οπές κοχλιών.  $M_{u,Rd}$ , βλέπε 5.4.5.3.

- (2) Για διατομές κατηγορίας 3 η ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής θα λαμβάνεται ως η ελαστική ροπή σχεδιασμού που δίνεται από τη σχέση:

$$M_{el,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} \quad (5.18)$$

- (3) Αναφερθείτε στην 5.4.7 για συνδυασμούς καμπτικής ροπής και τέμνουσας δύναμης.

- (4) Επί πλέον, θα ελέγχεται η αντίσταση της διατομής σε πλευρικό καμπτο-στρεπτικό λυγισμό, βλέπε 5.5.2.

##### 5.4.5.2. Μονοαξονική κάμψη

- (1) Εάν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, η καμπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής με οπές για συνδέσμους μπορεί να προσδιορίζεται ως ακολούθως:

\* Διατομές κατηγορίας 1 ή 2  $M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

Διατομές κατηγορίας 3:  $M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0}$

Διατομές κατηγορίας 4:  $M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$

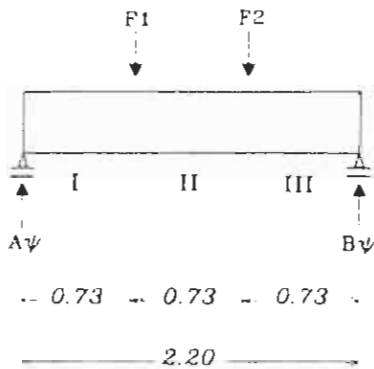
##### 5.4.5.3. Οπές συνδέσμων

- (1) Οπές συνδέσμων στο εφελκυσμένο πέλμα μπορεί να μη λαμβάνονται υπόψη, υπό την προϋπόθεση ότι για το εφελκυσμένο πέλμα:

$$0.9[A_{f,net} / A_f] \geq [f_y / f_u][\gamma_{M2} / \gamma_{M0}] \quad (5.19)$$

Διατομή	IPE				Διατομή	IPEο και IPEν			
	$W_{pl}$ cm <sup>3</sup>	$M_{pl}$ kNm	$N_{pl}$ kN	$Q_{pl}$ kN		$W_{pl}$ cm <sup>3</sup>	$M_{pl}$ kNm	$N_{pl}$ kN	$Q_{pl}$ kN
80	23,2	5,57	183	39,4	100 ο	189	45,4	650	144
100	39,4	9,46	248	53,6	200 ο	249	59,9	767	165
120	60,7	14,6	317	69,3	220 ο	321	77,1	897	194
140	88,3	21,2	394	86,7	240 ο	410	98,5	1049	224
160	124	29,7	482	106	270 ο	575	138	1292	272
180	166	39,9	575	126	300 ο	744	179	1508	323
200	221	53,0	684	149	330 ο	943	226	1743	377
220	285	68,5	801	172	360 ο	1186	285	2019	445
240	367	88,0	939	198	400 ο	1502	361	2313	522
270	484	116	1103	238	400 ν	1681	404	2569	574
300	628	151	1291	285	450 ο	2046	491	2824	668
330	804	193	1503	331	450 ν	2301	552	3168	757
360	1019	245	1746	385	500 ο	2613	627	3281	810
400	1307	314	2027	461	500 ν	3168	760	3938	966
450	1702	408	2372	567	550 ο	3263	783	3746	943
500	2194	527	2773	684	550 ν	4205	1009	4847	1281
550	2787	669	3226	812	600 ο	4471	1073	4722	1218
600	3512	843	3744	966	600 ν	5324	1278	5611	1472

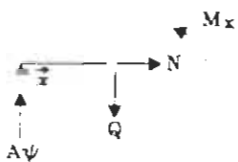
Β. Έλεγχος σε ΔΙΑΤΜΗΣΗ της κυρίας δοκού του καταστρώματος (ΙΡΕ 140)



$$F1 = F2 = 7,88 \text{ KN}$$

$$A\psi = B\psi = 7,88 \text{ KN}$$

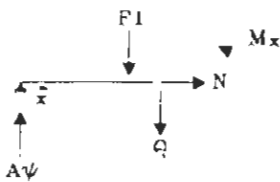
Τομή Ι



$$\Sigma F\psi = 0 \Leftrightarrow Q - A\psi = 0 \Leftrightarrow$$

$$Q = A\psi = 7,88 \text{ KN}$$

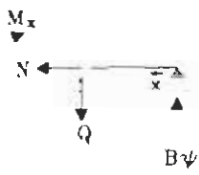
Τομή ΙΙ



$$\Sigma F\psi = 0 \Leftrightarrow Q - A\psi + F1 = 0 \Leftrightarrow$$

$$Q = 7,88 - 7,88 = 0$$

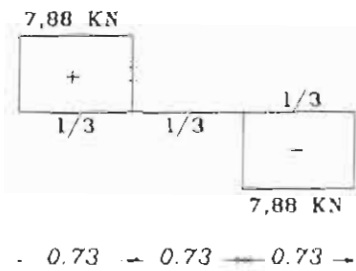
### Τομή III



$$\Sigma F_{\psi} = 0 \Leftrightarrow Q - B\psi = 0 \Leftrightarrow$$

$$Q = B\psi = 7,88 \text{ KN}$$

### Διάγραμμα Διάτμησης Q



$$T_{\pi\rho} = Q/F = 7,88(\text{KN})/5,93(\text{cm}^2) \Leftrightarrow$$

$$T_{\pi\rho} = 1,33 \text{ KN/cm}^2 < T_{\varepsilon\pi} = 0,80 \cdot \sigma_{\varepsilon\pi}$$

$$T_{\pi\rho} = 1,33 \text{ KN/cm}^2 < T_{\varepsilon\pi} = 19,20 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{όπου } F = (h - 2 \cdot t) \cdot s = (140 - 2 \cdot 6,9) \cdot 4,7 = 593 \text{ mm}^2 = 5,93 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η πλαστική διατμητική αντισταση σχεδιασμού είναι:

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 16,40 \cdot (24 / \sqrt{3}) / 1,10$$

$$\text{όπου επιφάνεια διάτμησης } A_v = 16,40 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 206,59 \text{ KN} > Q = 7,88 \text{ KN}$$

- 2) Όταν  $A_1 \text{ περί } A_2$  είναι μικρότερη από το όριο αυτό, μπορεί να θεωρηθεί μια μειωμένη διατομή πέλματος η οποία ικανοποιεί το όριο
- 3) Όπες συνδέσμων στην εφελκυσμένη ζώνη του κορμού μπορεί να μη λαμβάνονται υπόψη, υπό την προϋπόθεση ότι το όριο που δίνεται στην (1) ικανοποιείται για όλα τα εφελκυσμένα τμήμα που είναι το εφελκυσμένο πέλμα συν το εφελκυσμένο μέρος του κορμού.
- 4) Όπες συνδέσμων στη θλιβόμενη ζώνη της διατομής μπορεί να αγνοούνται εκτός των περιπτώσεων υπερμεγεθών οπών ή οπών εγκοπής (slotted holes).

#### 5.4.5.4. Διαξονική κάμψη

(1) Για κάμψη περί αμφοτέρους τους άξονες, θα χρησιμοποιούνται οι μέθοδοι που δίνονται στην 5.4.8.

#### 5.4.6. Διάτμηση

(1) Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης  $V_{sd}$  σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (5.20)$$

όπου  $V_{Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντίσταση σχεδιασμού που δίνεται από τη σχέση:

$$* V_{Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

όπου  $A_v$  η επιφάνεια διάτμησης.

(2) Η επιφάνεια διάτμησης  $A_v$  θα λαμβάνεται ως ακολούθως:

(α) Πρότυπες, ελατές, διατομές I και H, Γ, φορτία παράλληλα στον κορμό:  $A - 2bt_f + (t_w - 2r)t_f$

(β) Πρότυπες ελατές, διατομές φορτία παράλληλα στον κορμό:  $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

(γ) Συγκολλητές I, H και κιβωτοειδείς διατομές, φορτία παράλληλα στον κορμό:  $\sum (d t_w)$

(δ) Συγκολλητές I, H, Γ και κιβωτοειδείς διατομές, φορτία παράλληλα στα πέλματα:  $A - \sum (d t_w)$

(ε) Ελατές ορθογωνικές κοίλες διατομές ομοιόμορφου πάχους

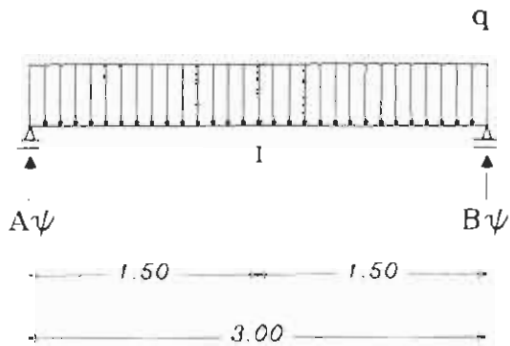
Φορτία παράλληλα προς το ύψος  $Ah / (b+h)$

Φορτία παράλληλα προς το πλάτος  $Ab / (b+h)$

(στ) Κυκλικές κοίλες διατομές και σωληνωτές διατομές ομοιομόρφου πάχους  $2A/\pi$



Ελεγχος σε ΚΑΜΨΗ της διαδοκίδας  
του καταστρώματος (ΙΡΕ 100)



$$q = 0,73 \cdot 7,16 = 5,25 \text{ KN/m}$$

$$Fq = 5,25 \cdot 3,00 = 15,75 \text{ KN}$$

$$A\psi = B\psi = 7,88 \text{ KN}$$

Τομή Ι

$$\Sigma M_x = 0 \Leftrightarrow M_x + qx^2/2 - A\psi \cdot x = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_x = A\psi \cdot x - qx^2/2 \Leftrightarrow$$

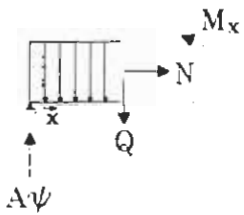
$$\text{για } x=0 \quad M_x = 0$$

$$\text{για } x=3,00 \quad M_x = 7,88 \cdot 3,00 - 5,25 \cdot 3,00^2/2$$

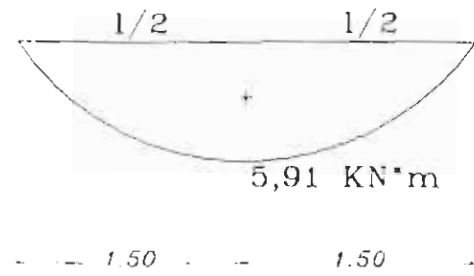
$$M_x = 0$$

$$\text{για } x=1,50 \quad M_x = 7,88 \cdot 1,50 - 5,25 \cdot 1,50^2/2$$

$$M_x = 5,91 \text{ KN}\cdot\text{m}$$



## Διάγραμμα Ροπής M



$$\sigma_{\pi\rho} = M/W_x = 5,91(\text{KN}\cdot\text{m}) \cdot 100 / 34,20(\text{cm}^3) \Leftrightarrow$$

$$\sigma_{\pi\rho} = 17,28 \text{ KN/cm}^2 < \sigma_{\epsilon\pi} = 24,00 \text{ KN/cm}^2$$

Η πλαστική ροπή σχεδιασμού είναι

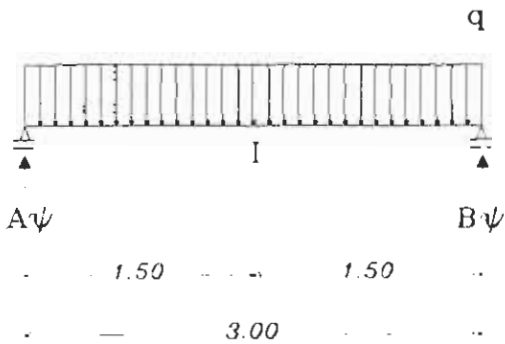
$$M_{\text{pl.Rd}} = W_{\text{pl}} \cdot f_y / \gamma_M = 39,40 \cdot 24 / 1,10$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 8,60 \text{ KN}\cdot\text{m} > M = 5,91 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

όπου πλαστική ροπή αντίστασης  $W_{\text{pl}} = 39,40 \text{ cm}^3$

όπως προκύπτει από του ακόλουθο πίνακα

## ΕΛΕΓΧΟΣ σε ΔΙΑΤΜΗΣΗ της διαδοκίδας του καταστρώματος (ΙΡΕ 100)



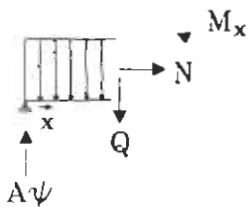
$$q = 0,73 \cdot 7,16 = 5,25 \text{ KN}$$

$$\Gamma q = 5,25 \cdot 3,00 = 15,75 \text{ KN}$$

$$A\psi = B\psi = 7,88 \text{ KN}$$

### Τομή Ι

$$\Sigma F\psi = 0 \Leftrightarrow Q + q_x - A\psi = 0 \Leftrightarrow Q = A\psi - q_x$$



$$\text{για } x=0 \quad Q_x = A\psi = 7,88 \text{ KN}$$

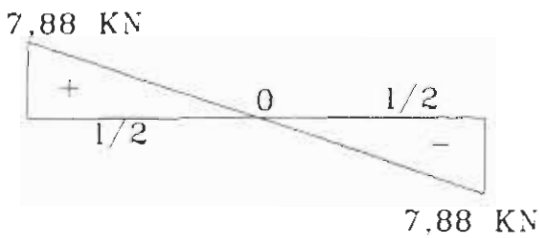
$$\text{για } x=3,00 \quad Q_x = 7,88 - 5,25 \cdot 3,00$$

$$Q_x = -7,88 \text{ KN}$$

$$\text{για } x=1,50 \quad Q_x = 7,88 - 5,25 \cdot 1,50$$

$$Q_x = 0$$

## Διάγραμμα Διάτμησης Q



.. . 1.50      -      . 1.50      ..

$$T_{\pi\rho.} = Q/F = 7,88(\text{KN})/3,63(\text{cm}^2) \Leftrightarrow$$

$$T_{\pi\rho.} = 2,17 \text{ KN/cm}^2 < T_{\varepsilon\pi.} = 0,80 \cdot \sigma_{\varepsilon\pi.}$$

$$T_{\pi\rho.} = 2,17 \text{ KN/cm}^2 < T_{\varepsilon\pi.} = 19,20 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{όπου } F = (h-2 \cdot t) \cdot s = (10-2 \cdot 0,57) \cdot 0,41 = 3,63 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1992 η πλαστική

διατμητική αντίσταση σχεδιασμού είναι:

$$V_{\text{pl.Rd}} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{\text{M0}} = 10,30 \cdot (24 / \sqrt{3}) / 1,10$$

όπου επιφάνεια διάτμησης  $A_v = 10,30 \text{ cm}^2$

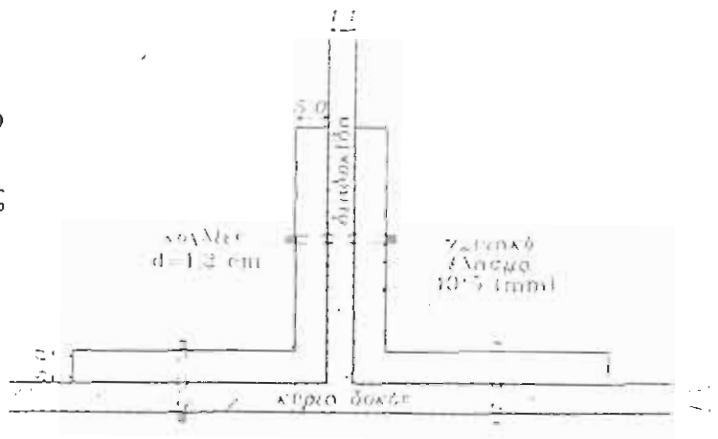
$$V_{\text{pl.Rd}} = 129,75 \text{ KN} > Q = 7,88 \text{ KN}$$

### 3.6 Υπολογισμοί Κοχλιώσεων

κυρίας δοκού με διαδοκίδα

## Κοχλιώσεις

Για να συνδέσουμε την κύρια δοκό με την διαδοκίδα του καταστρώματος χρησιμοποιούμε γωνιακά ελάσματα διαστάσεων 40\*40\*5 (mm). Για την σύνδεση χρησιμοποιούμε την μικρότερη διατομή κοχλία M12 και εξετάζουμε την αντοχή του.



### Έλεγχος διάτμησης κοχλιών:

πρέπει  $T_{πραγ.} < T_{επιτ.}$

Όπου  $T_{επιτ.} = 126 \text{ N/mm}^2$

(όπως προκύπτει από τον ακόλουθο πίνακα)

$$T_{πραγ.} = \frac{S}{F \cdot \eta}$$

όπου  $\eta$ : αριθμός κοχλιών = 1 κοχλίας

$S$ : τάση διαδοκίδας = 7,88 kN

$F$ : διατομή κοχλία =  $\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 12^2}{4} \text{ (mm}^2\text{)} = 113,04 \text{ mm}^2$

$$T_{πραγ.} = \frac{S}{F \cdot \eta} \Leftrightarrow T_{πραγ.} = \frac{7,88}{113,04 \cdot 1} \Leftrightarrow$$

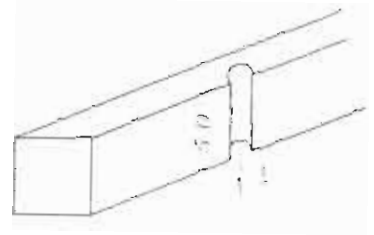
$$T_{πραγ.} = 69,71 \text{ N/mm}^2$$

Πρέπει  $T_{πραγ.} < T_{επιτ.} \Leftrightarrow 126 \text{ N/mm}^2 < 69,71 \text{ N/mm}^2$

Άρα  $T_{πραγ.} < T_{επιτ.}$

## Έλεγχος σε σύνθλιψη της άντυγος

πρέπει  $\sigma_{πραγ.} < \sigma_{επιτ.}$  Όπου  $\sigma_{επιτ.} = 24 \text{ KN/cm}^2$



$$\sigma_{πραγ.} = \frac{Q}{F}$$

όπου τάση διαδοκίδας  $Q = 7,88 \text{ KN}$

διατομή κοχλία  $F = d * t = 1,20 * 5 \text{ (cm}^2\text{)} = 6,00 \text{ cm}^2$

d: διάμετρος κοχλία και t: πάχος ελάσματος

$$\sigma_{πραγ.} = \frac{Q}{F} \Leftrightarrow \sigma_{πραγ.} = \frac{7,88}{6,00} \Leftrightarrow$$

$$\underline{\sigma_{πραγ.} = 1,31 \text{ KN/cm}^2}$$

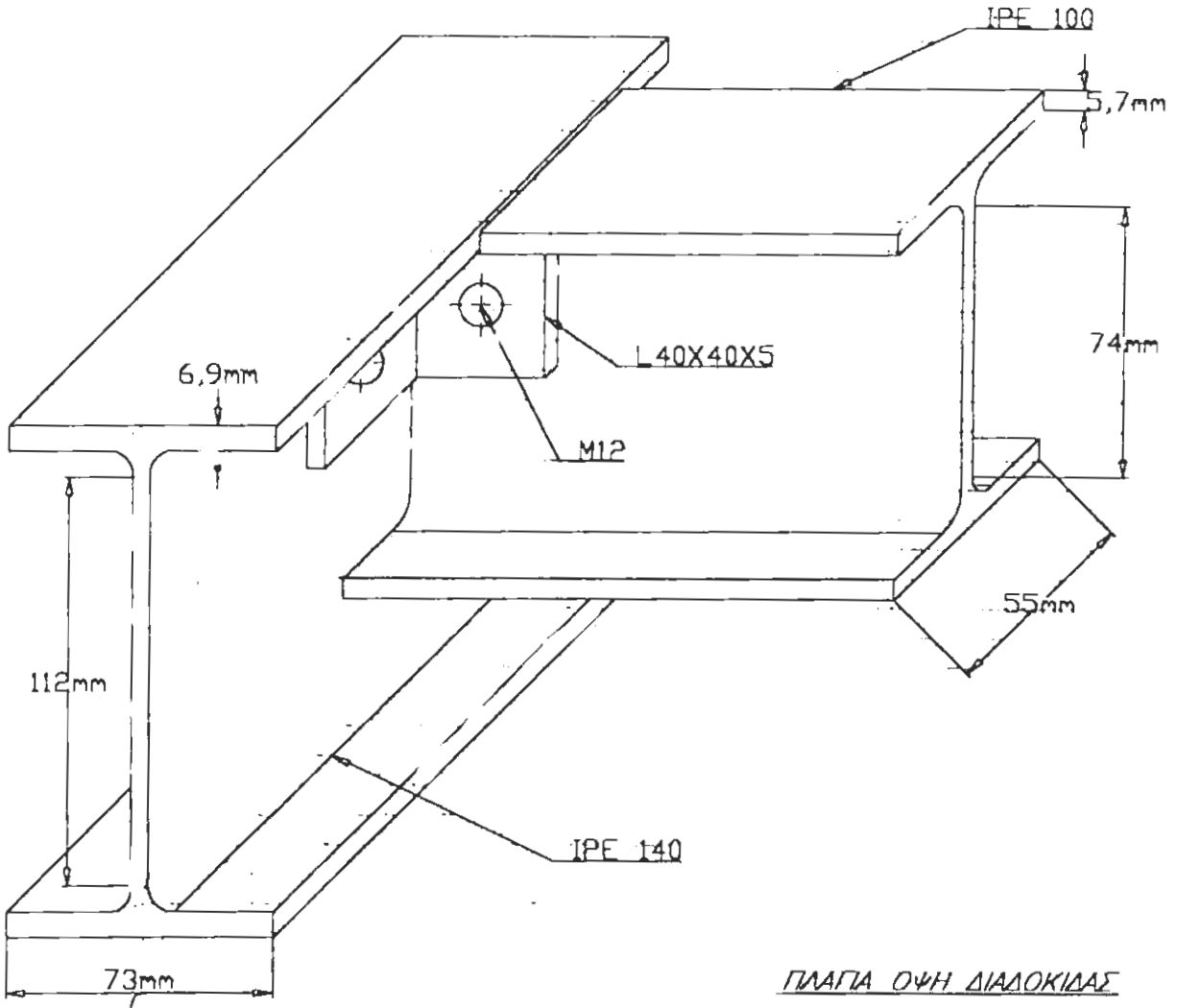
Πρέπει  $\sigma_{πραγ.} < \sigma_{επιτ.} \Leftrightarrow 1,31 \text{ KN/cm}^2 < 24,00 \text{ KN/cm}^2$

Άρα  $\sigma_{πραγ.} < \sigma_{επιτ.}$

ΣΤΥΝΔΕΣΗ ΚΤΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ (ΙΡΕ 140) ΜΕ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ (ΙΡΕ 100),

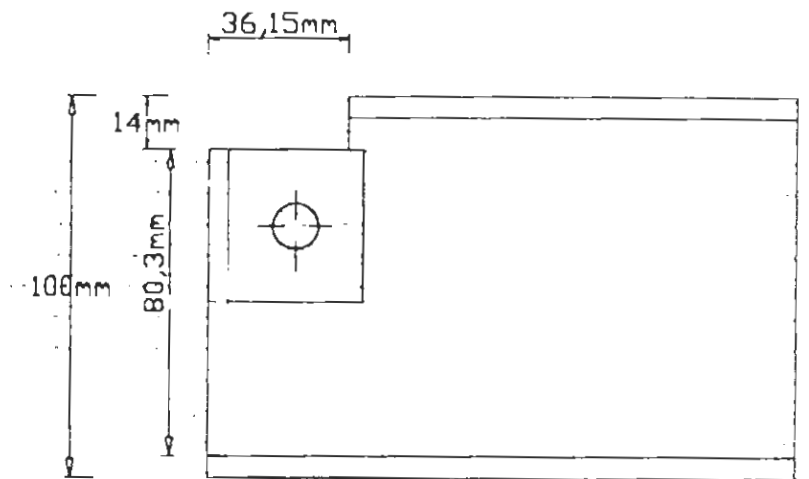
ΜΕΣΩ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ L 40X40X5

ΚΑ. 1:2



ΚΟΨΙΜΟ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΤΥΝΔΕΣΗ ΤΗΣ, ΜΕ ΤΗΝ ΚΤΡΙΑ ΔΟΚΟ.

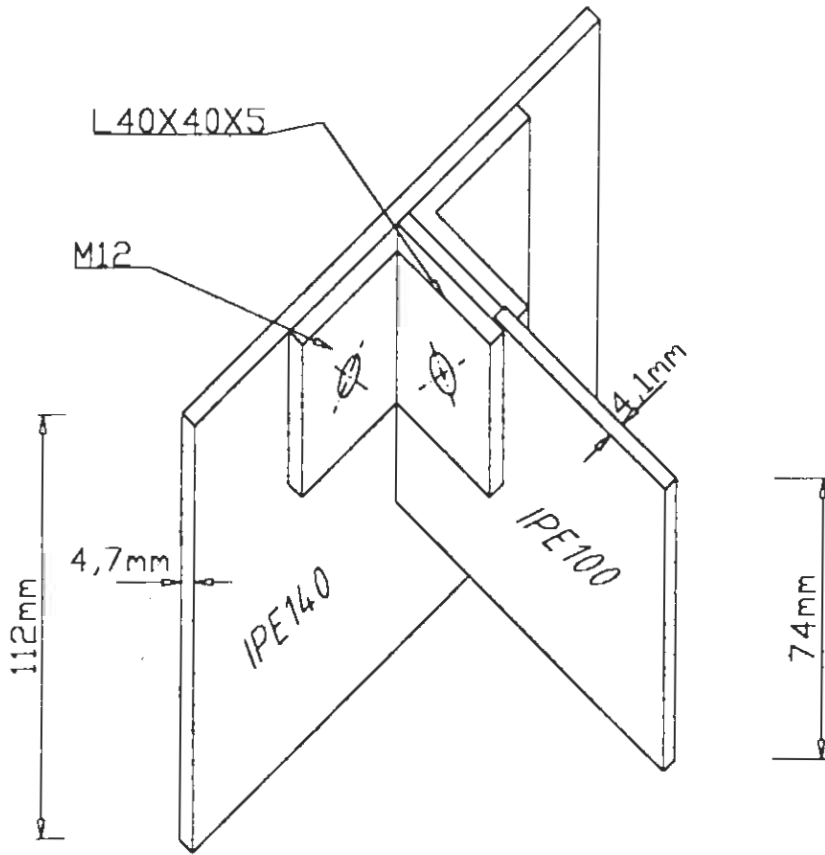
Η ΣΤΥΝΔΕΣΗ ΓΙΝΕΤΑΙ ΜΕ ΚΟΧΛΙΕΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΥ 12mm (M12).



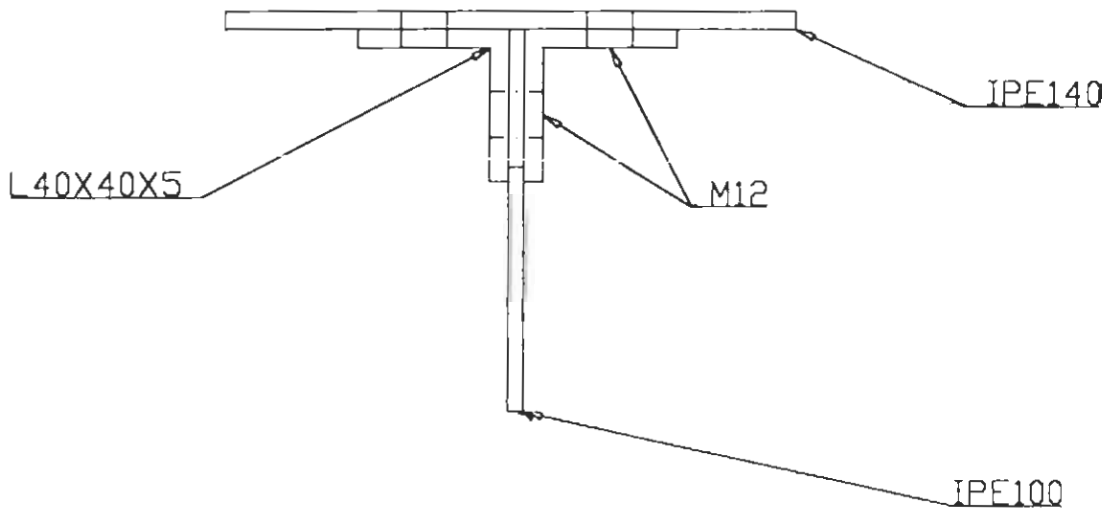


ΣΤΥΝΔΕΣΗ ΚΟΡΜΩΝ

ΚΑ. 1.2



ΚΑΤΟΨΗ ΣΤΥΝΔΕΣΗΣ



ΠΙΝΑΚΑΣ 7 : Επιτρεπόμενες Τάσεις σε N/mm<sup>2</sup> για Δομικά Στοιχεία

Σειρά	ΕΙΔΗ ΤΑΣΕΩΝ		St 37 Φόρτιση		St 52 Φόρτιση			
			H	HZ	H	HZ		
1	Όλιψη και θλίψη από κάμψη, εφραση απαιτείται έλεγχος ευστάθειας κατά DIN 4114, Μέρος 1 & 2 και DAST - R- 012 (en. dD)		140	160	210	240		
2	Εφελκυσμός και εφελκυσμός από κάμψη θλίψη και θλίψη από κάμψη (en. o)		160	180	240	270		
3	Διάτρηση (en. r)		92	104	139	156		
4	Συνθλιψη άνωθεν οπών (en. α) για πάχη υλικού ≥ 3 mm, για συνδέσεις :	SL	Συνήθεις κοχλίες ( DIN 7990), υψηλής αντοχής ( DIN 6914) ή κοχλίες βυθισμένης κεφαλής ( DIN 7969) Τζόγος οπής 0,3 χιλ. < Δd ≤ 2 χιλιαστά - χωρίς προένταση		280	320	420	480
5		SL	Κοχλίες υψηλής αντοχής (DIN 6914) Τζόγος οπής 0,3 mm < Δd ≤ 2 mm Χωρίς Προένταση : ≥ 0,5 · F <sub>v</sub> F <sub>v</sub> βλ. Πίνακα 9, Στήλη 2		380	430	570	645
6		SLP	Ήλοι (DIN 124 & DIN 302), Εφαρμοσμένοι Κοχλίες ( DIN 7968) Τζόγος οπής Δd ≤ 0,3 mm - Χωρίς Προένταση		320	360	480	540
7		SLP	Εφαρμοσμένοι κοχλίες υψηλής αντοχής, Τζόγος οπής Δd ≤ 0,3 mm Χωρίς προένταση : ≥ 0,5F <sub>v</sub> · F <sub>v</sub> βλέπε Πίνακα 9, στήλη 2		420	470	630	710
8		GV GVP	Κοχλίες υψηλής αντοχής, Χάρη (τζόγος) οπής 0,3 mm ≤ Δd ≤ 2 mm Εφαρμοσμένοι κοχλίες υψηλής αντοχής, Τζόγος οπών Δd ≤ 0,3 mm Προένταση : 1,0F <sub>v</sub> · F <sub>v</sub> βλέπε Πίνακα 9, Στήλη 2		480	540	720	810

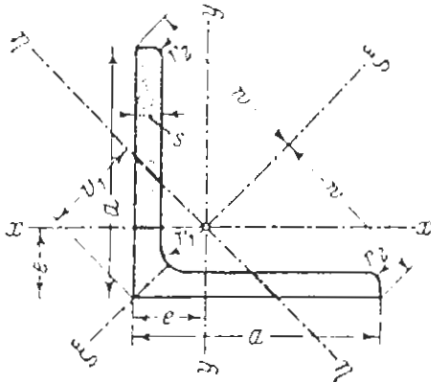
ΠΙΝΑΚΑΣ 8 : Μέγιστες Επιτρεπόμενες Τέμνουσες Δυνάμεις (επ. Q<sub>SL</sub> & επ. Q<sub>SLP</sub>) σε kN, ανά Κοχλία ή Ήλο και για διατμητική επιφάνεια κάθετη στον άξονα του Κοχλία ή του Ήλου. Επιτρεπόμενες Τάσεις σε N/mm<sup>2</sup> για Κοχλίες και Ήλους σε Συνδέσεις SL/SLP.

Σειρά	Μέγεθος Κοχλία	SL Συνδέσεις Συνήθεις Κοχλίες (DIN 7990) Κοχλίες Υψηλής Αντοχής (DIN 6914) Κοχλίες Βυθισμένης Κεφαλής (DIN 7969) Τζόγος οπών 0,3 mm < Δd ≤ 2 mm <sup>1)</sup>						SLP- Συνδέσεις Εφαρμοσμένοι Κοχλίες (DIN 7968) Ήλοι (DIN 124 και DIN 302) Τζόγος οπών Δd ≤ 0,3 mm							
		DIN 7990 DIN 7969 4,6 <sup>2)</sup> Φόρτιση		DIN 7990 DIN 7969 5,6 <sup>2)</sup> Φόρτιση		DIN 6914 10,9 <sup>2)</sup> Φόρτιση		Διατμητική Επιφάν. π·d <sup>2</sup> 4	Εφαρμ. Κοχλίες 4,6 <sup>2)</sup> Ήλοι St 38 Φόρτιση		Εφαρμ. Κοχλίες 5,6 <sup>2)</sup> Ήλοι St 44 Φόρτιση		Εφαρμ. Κοχλίες 10,9 <sup>2)</sup> Φόρτιση		
		H	HZ	H	HZ	H	HZ		H	HZ	H	HZ	H	HZ	
		mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN	kN	kN	kN	mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	M 12	113	12,7	14,2	19,2	21,5	27,0	30,5	133	18,6	21,3	27,9	31,9	37,0	42,5
2	M 16	201	22,5	25,3	34,1	38,2	48,5	54,5	227	31,8	36,3	47,7	54,5	63,5	72,5
3	M 20	314	35,2	39,6	53,4	59,7	75,5	85,0	346	48,4	55,4	72,2	83,0	97,0	111,0
4	M 22	380	42,6	47,9	64,6	72,2	91,0	102,5	415	58,1	66,4	87,2	99,6	116,5	133,0
5	M 24	452	50,6	57,0	76,8	85,9	108,5	122,0	491	68,7	78,6	103,1	117,8	137,5	157,0
6	M 27	573	64,2	72,2	97,4	108,9	137,5	154,5	618	86,2	98,6	129,4	147,8	172,5	197,0
7	M 30	707	79,2	89,1	120,2	134,3	169,5	191,0	755	105,7	120,8	158,8	181,2	211,5	241,5
8	M 36	1018	114,0	128,3	173,1	193,4	244,5	275,0	1075	150,6	172,0	225,8	258,0	301,1	344,0
9	Ψαλλίδιωμα en. r <sub>d</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	112	126	168	192	240	270	-	140	180	210	240	280	320	
10	Συνθλιψη άνωθεν οπών en. α (N/mm <sup>2</sup> )	280	320	420 <sup>3)</sup>	470 <sup>3)</sup>	)	)	-	320	380	480 <sup>3)</sup>	540 <sup>3)</sup>	)	)	

1) Για συνδέσεις και χτυπήματα σε πλαίσιο με πλευρική μεταθετότητα πρέπει Δd ≤ 1 mm (βλέπε 57.2.1.1 στον Κανονισμό).  
 2) Για τις κατηγορίες αντοχής των Κοχλιών ισχύει το DIN ISO 898, Μέρος 1 (βλέπε σελίδα 73).  
 3) Για συνδέσεις σε δομικά στοιχεία από St 37 να χρησιμοποιούνται οι ελάχιστες επιτρεπόμενες τιμές του Πίνακα 7, Σειρές 4 ως 8  
 4) Εξαιρούνται οι Επιτρεπόμενες Τάσεις en. α του συνδεδεμένου στοιχείου.

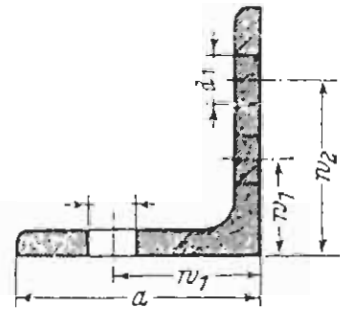
# Ισοσκελή Γωνιακά L

Συνήθη Μήκη 6 ως 12 μ.



Για κάθε απόσταση  $a$ , η Κύρια Ροπή Αδρανείας ως προς τον άξονα  $y-y$  είναι μεγαλύτερη από την Κύρια Ροπή Αδρανείας ως προς τον άξονα  $x-x$ .

Για την  $a$ , να ληφθεί υπαψη το DIN 55 928, Μέρος 2 (σελ. 88) για λόγους αντιδιαβρωτικής προστασίας.



$I_y$  (για ένα γωνιακό)

Παράπλευρη Επιφάνεια U βλ. σελ. 55

Συμβολισμοί κατά DIN 1080  
Τεύχος 1 (Εκδ. Ιούν. 1976)  
Τεύχος 4 (Εκδ. Μάρτ. 1980)

\*) Προτιμώμενες γωνίες ( 17 τον αριθμό)

Να αποφεύγονται διαστάσεις μέσα σε παρενθασεις ( 7 γωνίες)

Διαστάσεις σε χιλίστα		$r_1$	$r_2$	A	G	Αποστάσεις Αξόνων			Για τον άξονα κάμψης						Ομάς ακριβών κατά DIN 997 Εκδ. Οκτ. 1970		
a	s					e	w	$v_1$	$x-x = y-y$		$\xi-\xi$		$\eta-\eta$				
Συμβολισμός		cm <sup>2</sup>	kg/m	cm	cm	cm	$I_x=I_y$	$W_x=W_y$	$i_x=i_y$	$I_\xi$	$I_\eta$	$W_\xi$	$W_\eta$	$i_\xi$	$d_1$	$w_1$	
		A					$I_y=I_x$	$W_y=W_x$	$i_y=i_x$	$I_\eta$	$I_\xi$	$W_\xi$	$W_\eta$	$i_\xi$			
<b>Ισοσκελή Γωνιακά Ελάσματα με στρογγυλεμένες γωνίες, έλαση εν θερμώ, DIN 1028, Οκτ. 1976 Ο EURONORM 56 παρεκλίνει κατά απο το DIN 1028.</b>																	
20 x 3 *)	3,5	2	1,12	0,88	0,60	1,41	0,85	0,39	0,28	0,59	0,62	0,74	0,15	0,18	0,37	4,3	12
25 x 3 *)	3,5	2	1,42	1,12	0,73	1,77	1,03	0,79	0,45	0,75	1,27	0,95	0,31	0,30	0,47	6,4	15
4			1,85	1,45	0,76		1,08	1,01	0,58	0,74	1,61	0,93	0,40	0,37	0,47		
30 x 3 *)	5	2,5	1,74	1,36	0,84	2,12	1,18	1,41	0,65	0,90	2,24	1,14	0,57	0,48	0,57	8,4	17
4			2,27	1,70	0,89		1,24	1,81	0,86	0,89	2,85	1,12	0,76	0,61	0,58		
(5)			2,78	2,18	0,92		1,30	2,16	1,04	0,88	3,41	1,11	0,91	0,70	0,57		
35 x 4 *)	5	2,5	2,67	2,10	1,00	2,47	1,41	2,96	1,18	1,05	4,68	1,33	1,24	0,88	0,60	11	18
5			3,28	2,57	1,04		1,47	3,56	1,45	1,04	5,63	1,31	1,49	1,01	0,67		
40 x 4 *)	6	3	3,08	2,42	1,12	2,83	1,58	4,48	1,58	1,21	7,09	1,52	1,86	1,18	0,78	11	22
5			3,79	2,97	1,16		1,64	5,43	1,91	1,20	8,64	1,51	2,22	1,35	0,77		
45 x 4 *)	7	3,5	3,49	2,74	1,23	3,18	1,75	6,43	1,97	1,38	10,2	1,71	2,68	1,53	0,88	13	25
5 *)			4,30	3,38	1,28		1,81	7,83	2,43	1,35	12,4	1,70	3,25	1,80	0,87		
50 x 5 *)	7	3,5	4,80	3,77	1,40	3,54	1,98	11,0	3,05	1,51	17,4	1,90	4,59	2,32	0,98	13	30
6			5,69	4,47	1,45		2,04	12,8	3,61	1,50	20,4	1,89	5,24	2,57	0,96		
7	6,58	5,15	1,49	2,11	14,6	4,15	1,49	23,1	1,88	6,02	2,85	0,96					
(55 x 6)	8	4	6,31	4,95	1,56	3,89	2,21	17,3	4,40	1,66	27,4	2,08	7,24	3,28	1,07	17	30
60 x 5			5,82	4,57	1,64		2,32	19,4	4,45	1,82	30,7	2,30	8,03	3,46	1,17		
6 *)	8	4	6,91	5,42	1,69	4,24	2,39	22,8	5,29	1,82	36,1	2,29	9,43	3,95	1,17	17	35
8			9,03	7,09	1,77		2,50	29,1	6,88	1,80	46,1	2,26	12,1	4,84	1,16		
65 x 7	9	4,5	8,70	6,83	1,85	4,60	2,62	33,4	7,18	1,96	53,0	2,47	13,8	5,27	1,26	21	35

Οι αποστάσεις μεταξύ των άπων στα Ισοσκελή Γωνιακά δίνονται στα DIN 999, Έκδοση Οκτωβρ 1970

3.7 Υπολογισμοί Συγκολλήσεων  
των ράβδων του δικτυώματος

♦ Κυρίας δοκού καταστρώματος με κάτω ράβδο δικτυώματος

Για να ενώσουμε την κύρια δοκό με την κάτω ράβδο παρεμβάλλουμε κομβοέλασμα διαστάσεων  $73*180*5$  (mm)

Για την σύνδεση της κυρίας δοκού με το κομβοέλασμα δεν απαιτείται υπολογισμός.

**Υπολογισμοί:**

πάχος εξωραφής  $a$ :

$$a \leq 0,7 * t_{\min} = 0,7 * 5,0 = 3,5 \text{ mm.}$$

$$a \geq \sqrt{t_{\max}} - 0,5 = \sqrt{7,1} - 0,5 = 2,2 \text{ mm.}$$

$$\text{Άρα } a = 3,5 \text{ mm.}$$

όπου  $t_{\min}$ : πάχος κομβοελάσματος

$t_{\max}$ : πάχος κάτω ράβδου

μήκος ραφής  $l = 18 \text{ cm.}$

$$f_{v,w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{Mw}} = \frac{37 / \sqrt{3}}{0,81 * 1,25} \Leftrightarrow f_{v,w,d} = 21,10 \text{ KN/cm}^2$$

όπως προκύπτει από τους ακόλουθους πίνακες:

εφελκυστική αντοχή μέλους  $f_u = 37 \text{ KN/cm}^2$

συντελεστής συσχέτισεως  $\beta_w = 0,81$  και  $\gamma_{Mw} = 1,25$

Η αναπτυσσόμενη διατμητική τάση είναι

$$\tau_{\text{πρωγ}} = \frac{N}{2 \cdot (l - 2 \cdot a) \cdot a} = \frac{7,88}{2 \cdot (18 - 2 \cdot 0,35) \cdot 0,35} \Leftrightarrow$$

$$\underline{\tau_{\text{πρωγ}} = 0,65 \text{ KN/cm}^2 < f_{\text{vw,d}} = 21,10 \text{ KN/cm}^2}$$

- (5) Οι φέρουσες ικανότητες ραφών σε μακρές συνδέσεις πρέπει να μειώνονται σύμφωνα με την παρ. 6.6.9

### 6.6.5 Πάχος ραφής

- (1) Το πάχος α εξωραφής είναι ίσο με το ύψος του εγγεγραμμένου τρισκελούς τριγώνου μέχρι την ρίζα της (Σχ. 6.6.6).
- (2) Το ελάχιστο πάχος εξωραφής είναι 3mm.
- (3) Κατά τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας εξωραφής αυξημένης διείδσης επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη ένα αυξημένο πάχος ραφής κατά τον υπολογισμό (Σχ. 6.6.7), υπό την προϋπόθεση ότι αποδεικνύεται πειραματικά ότι επιτυγχάνεται η αυξημένη διείδυση πέραν της θεωρητικής ρίζας με την επιλεγείσα μέθοδο συγκόλλησης.
- (4) Εάν μια εξωραφή εκτελείται με μέθοδο υπό κόνιαν συγκόλλησης, επιτρέπεται να αυξάνεται το πάχος της ραφής κατά 20% ή 2mm (καθοριστική η μικρότερη τιμή) χωρίς έλεγχο της διαδικασίας εκτέλεσης.

#### 6.6.5.3 Οριακή δύναμη ανά μονάδα μήκους

- (1) Η οριακή δύναμη εξωραφής ανά μονάδα μήκους προσδιορίζεται είτε με την παρακάτω εκτειθέμενη μέθοδο, είτε εναλλακτικώς με την βοήθεια του Παραρτήματος Μ.
- (2) Η αντοχή εξωραφής θεωρείται επαρκής, όταν σε κάθε σημείο του μήκους της η συνισταμένη όλων των δρωσών δυνάμεων ανά μονάδα μήκους που μεταφέρονται μέσω της ραφής δεν ξεπερνά την οριακή δύναμη  $F_{w,d}$ .
- (3) Ανεξαρτήτως του τρόπου εκτέλεσης η οριακή δύναμη ανά μονάδα μήκους υπολογίζεται από την σχέση

$$F_{w,d} = f_{w,d} \cdot a \quad (6.14)$$

όπου  $f_{w,d}$  είναι η διατμητική αντοχή της ραφής.

- (4) Η διατμητική αντοχή της ραφής  $f_{w,d}$  υπολογίζεται από την σχέση

$$\ast f_{w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad (6.15)$$

όπου  $f_u$  = εφελκυστική αντοχή του ασθενεστερού συνδεδεμένου μέλους,

$\beta_w$  = συντελεστής συσχέτισης.

- (5) Οι τιμές συντελεστή συσχέτισης  $\beta_w$  λαμβάνεται ως εξής:

Ποιότητα χαλύβα	Εφελκυστική αντοχή $f_u$	Συντελεστής συσχέτισης $\beta_w$
-----------------	--------------------------	----------------------------------

EN 10025:

Fe 360	360 N/mm <sup>2</sup>	0.8
Fe 430	430 N/mm <sup>2</sup>	0.85
Fe 510	510 N/mm <sup>2</sup>	0.9

prEN 10113:

Fe E 275	390 N/mm <sup>2</sup>	0.8
Fe E 355	490 N/mm <sup>2</sup>	0.9

(6) Για ενδιάμεσες τιμές  $f_u$ , η τιμή του συντελεστή  $\beta_w$  προσδιορίζεται με γραμμική παρεμβολή.

## 6.6.6 Φέρουσα ικανότητα εσωραφών

### 6.6.6.1 Εσωραφές πλήρους διείδυσης

(1) Η φέρουσα ικανότητα εσωραφής πλήρους διείδυσης λαμβάνεται ίση προς την αντοχή του ασθενέστερου των συνδεομένων μελών υπό τον όρο ότι έχει χρησιμοποιηθεί κατάλληλο ηλεκτρόδιο (ή άλλα πρόσθετα υλικά συγκόλλησης) στα οποία δοκίμια εφελκυσμού αποτελούμενα μόνο από τα πρόσθετα υλικά συγκόλλησης διαθέτουν κατώτερες τιμές εφελκυστικής αντοχής τουλάχιστον ίσες με τις αντίστοιχες τιμές του μητρικού υλικού.

### 6.6.6.2 Εσωραφές μερικής διείδυσης

- 1) Η φέρουσα ικανότητα εσωραφών μερικής διείδυσης προσδιορίζεται όπως των εξωραφών αυξημένης διείδυσης σύμφωνα με την παρ. 6.6.5.
- 2) Το πάχος λαιμού εσωραφής μερικής διείδυσης λαμβάνεται ίσο με το βάθος της διείδυσης που μπορεί να επιτυγχάνεται συνεχώς.
- 3) Το πάχος της ραφής που μπορεί να επιτυγχάνεται συνεχώς επιτρέπεται να προσδιορίζεται με δοκιμές της μεθόδου συγκόλλησης.
- 4) Εάν η προετοιμασία της ραφής αντιστοιχεί σε μία ραφή U, V, J ή HV (Σχ 6.6.3) τότε το πάχος της ραφής λαμβάνεται ίσο με το πάχος της προετοιμασίας μείον 2mm, εάν δεν δικαιολογείται μέσω δοκιμών της μεθόδου μεγαλύτερη τιμή.

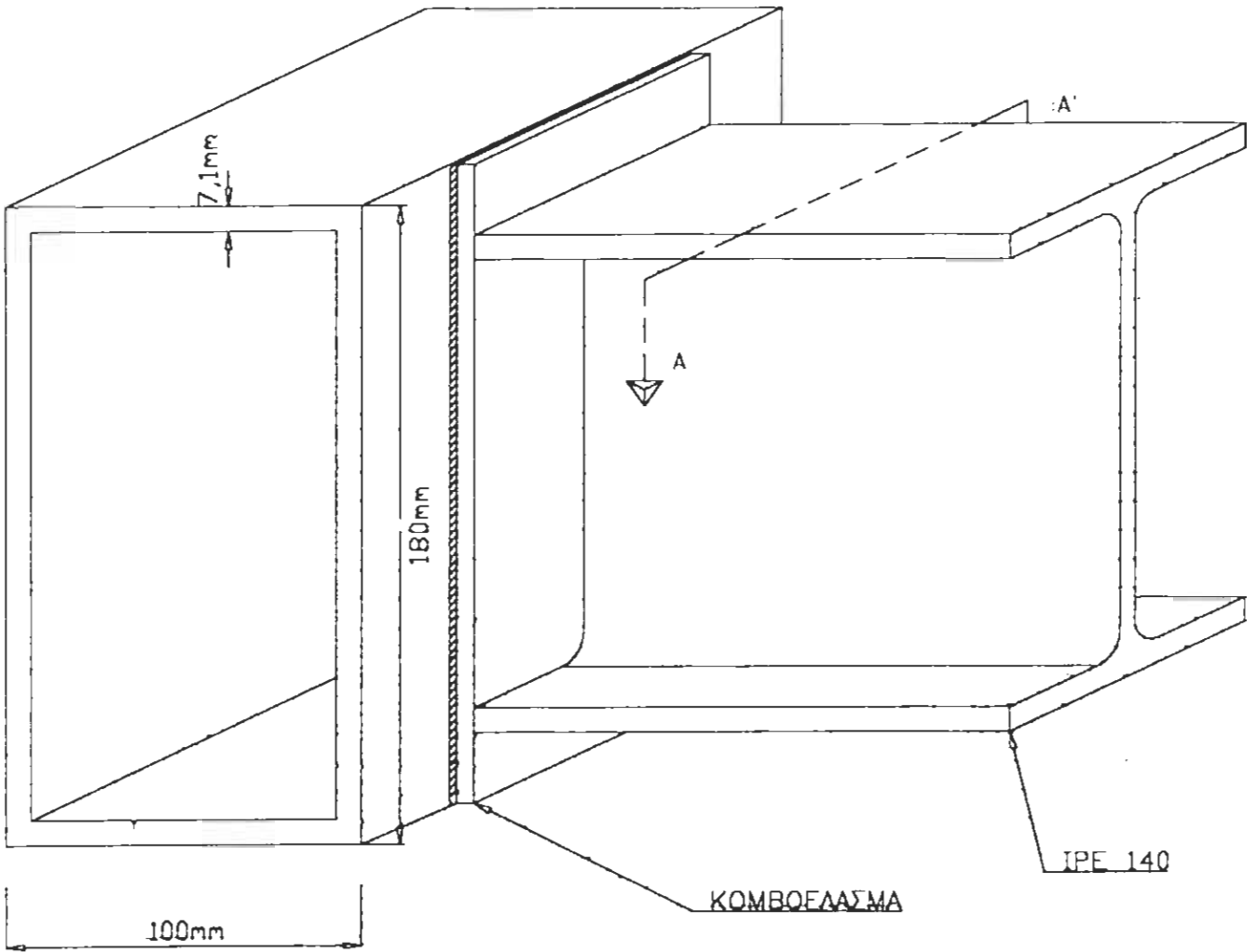
### 6.6.6.3 Συνδέσεις T

- 1) Η αντοχή μιας σύνδεσης T αποτελούμενης από αμφίπλευρες εσωραφές μερικής διείδυσης ενισχυμένες με εξωραφές επιτρέπεται να προσδιορίζεται όπως για εσωραφή πλήρους διείδυσης (παρ. 6.6.6.1), εάν το συνολικό πάχος της ραφής εκτός του μη συγκολλημένου διακένου δεν είναι μικρότερο από το πάχος  $t$  του ελάσματος κορμού, με την προϋπόθεση ότι το μη συγκολλημένο διάκενο δεν είναι μεγαλύτερο από  $1/5$  ή 3mm (καθοριστική ή μικρότερη τιμή), βλ. Σχ. 6.6.9 (α).



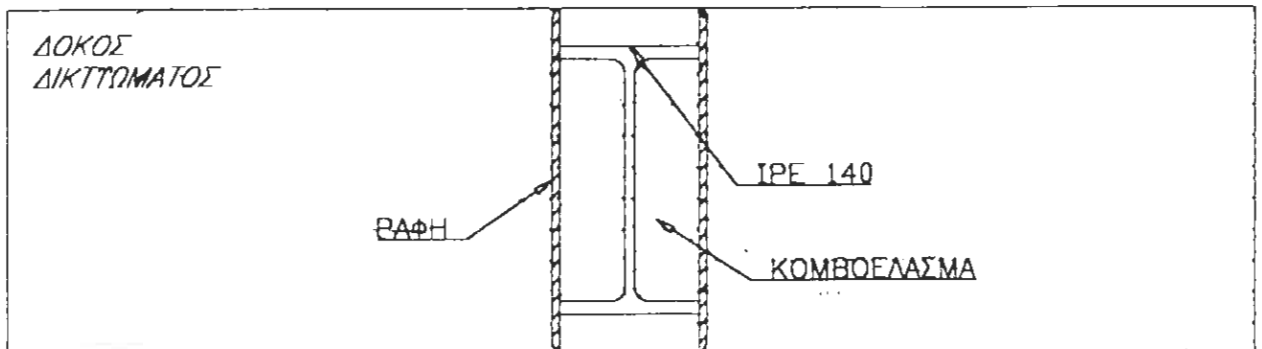
ΣΤΥΝΔΕΣΗ ΚΤΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΙΡΕ 140, ΜΕ ΚΑΤΩ ΔΟΚΟ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

ΚΛ. 1:2



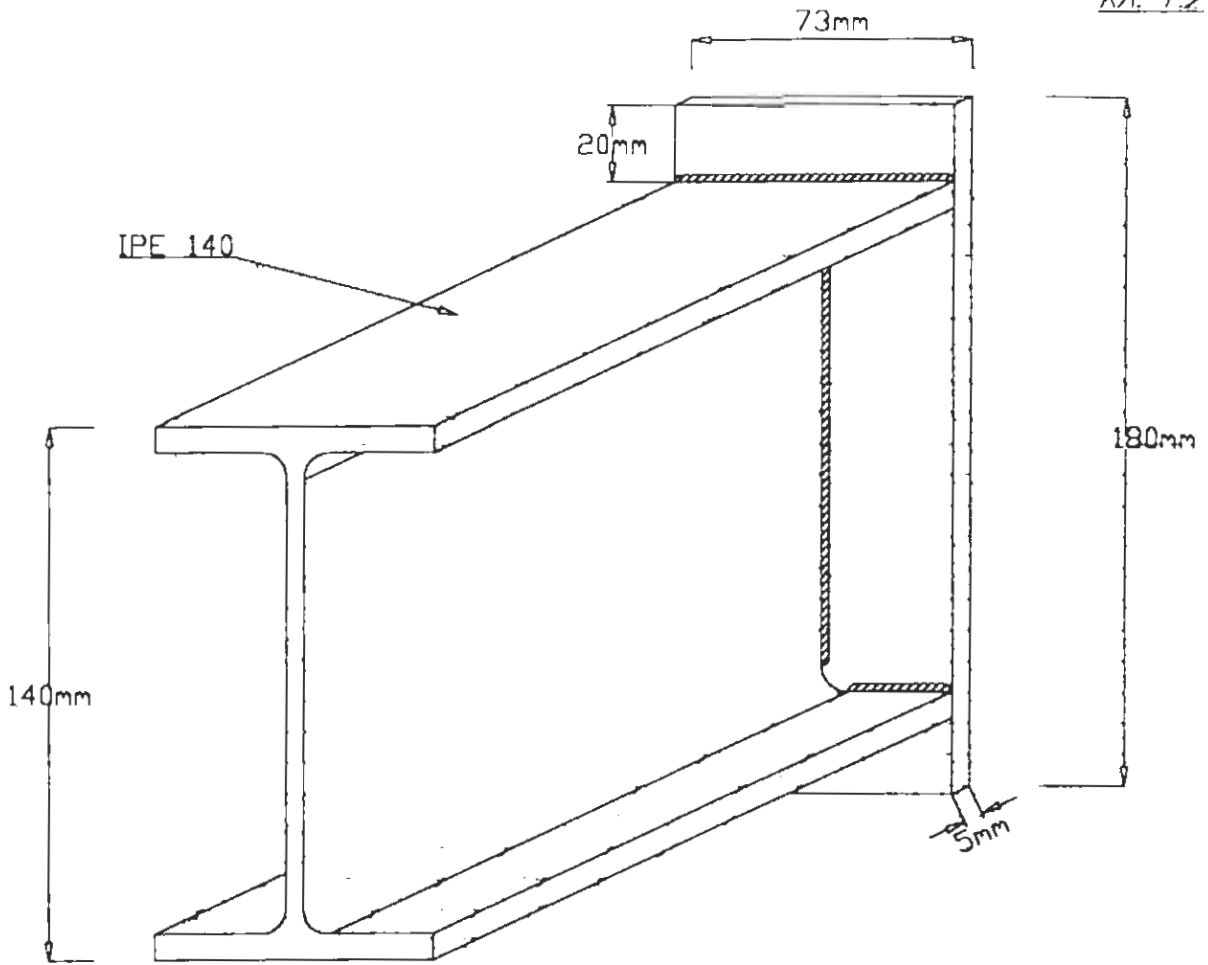
ΤΟΜΗ Α-Α'

ΚΛ. 1:4

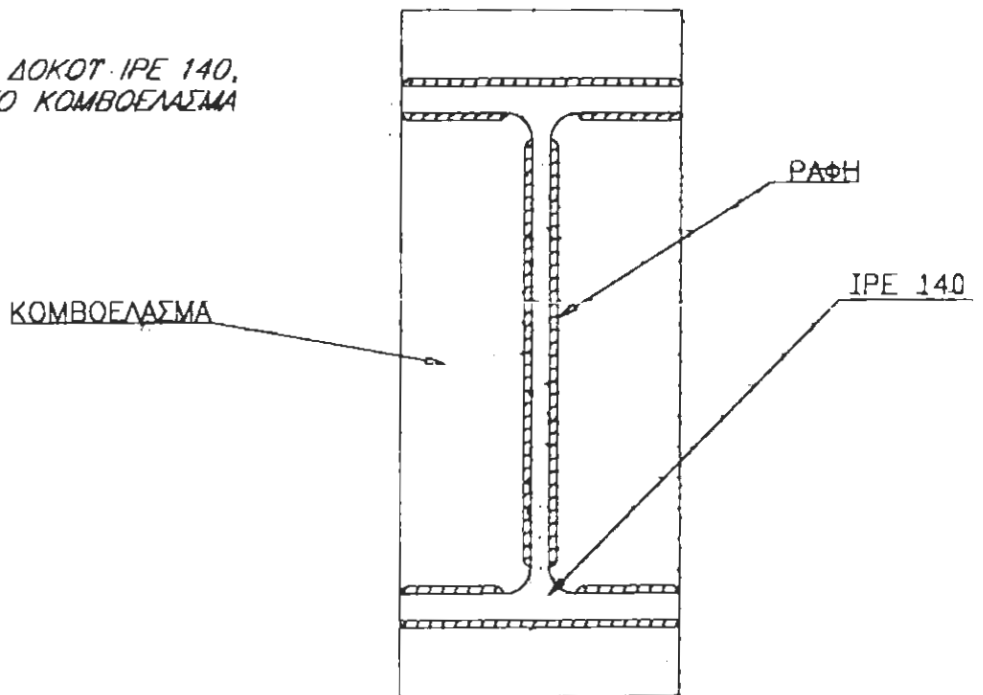


ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΙΡΕ 140 ΜΕ ΚΟΜΒΟΕΛΑΣΜΑ 180X73X5

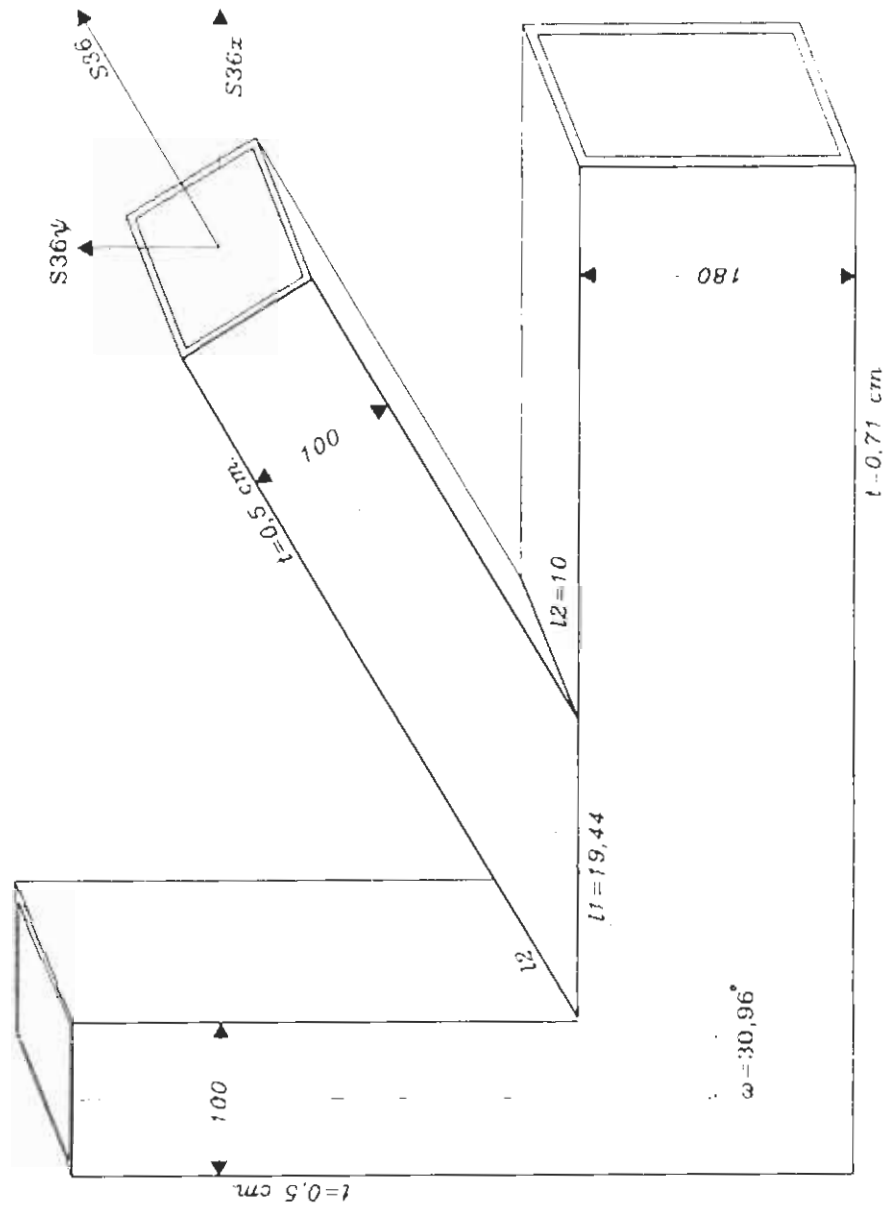
ΚΛ. 1:2



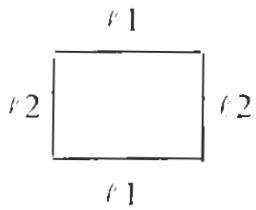
ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΙΡΕ 140,  
ΣΤΑ ΑΚΡΑ ΤΗΣ, ΜΕ ΤΟ ΚΟΜΒΟΕΛΑΣΜΑ  
ΓΙΝΕΤΑΙ ΣΥΓΚΟΛΜΗΣΗ.



Συγκόλληση διαγώνιας ράβδου  
με κάτω ράβδο δικτυώματος



## Συγκολλήσεις



$$\eta\mu 30,96 = 10 / l_1 \Leftrightarrow l_1 = 10 / \eta\mu 30,96 \Leftrightarrow$$

$$l_1 = 19,44 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 10,00 \text{ cm.}$$

$$S36 = 206,85 \text{ KN}$$

$$S36x = 177,38 \text{ KN}$$

$$S36\psi = 106,41 \text{ KN}$$

όπου πάχος εξωραφής  $a = 3,5 \text{ mm}$

Την συνιστώσα  $S36x = 177,38 \text{ KN}$  την παραλαμβάνουν οι δύο οριζόντιες ραφές  $l_1$ .

♦ Έλεγχος ραφής:

$$T_{\text{ραφ.}} = \frac{S36x}{2 * l_1 * a} = \frac{177,38}{2 * 19,44 * 0,35} \Leftrightarrow$$

$$\underline{T_{\text{ραφ.}} = 13,03 \text{ KN/cm}^2 < f_{vw,d} = 21,10 \text{ KN/cm}^2}$$

Την συνιστώσα  $S36\psi = 106,41 \text{ KN}$  την παραλαμβάνουν οι δύο κάθετες ραφές #1.

♦ Έλεγχος ραφής:

$$T_{\text{επ}} = \frac{S36\psi}{2 * \sqrt{2} * a} = \frac{106,41}{2 * 10,00 * 0,35} \Leftrightarrow$$

$$\underline{T_{\text{επιτρ.}} = 15,02 \text{ KN/cm}^2 < f_{yw,d} = 21,10 \text{ KN/cm}^2}$$

Η ίδια συγκόλληση ισχύει για όλες τις διαγώνιες ραφές.

## 6. Συνδέσεις υποκειμένες σε στατική φόρτιση

### 6.1. Βάσεις

#### 6.1.1. Γενικά

(1) Όλες οι συνδέσεις πρέπει να έχουν αντοχή σχεδιασμού τέτοια ώστε η κατασκευή να παραμένει λειτουργική και να μπορεί να ικανοποιεί τις βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού που δίδονται στο Κεφάλαιο 2.

(2) Ο μερικός συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M$  θα λαμβάνεται ως ακολούθως:

- αντοχή κοχλιών "	$\gamma_{Mb} = 1.25$
- αντοχή ήλων	$\gamma_{Mf} = 1.25$
- αντοχή πείρων	$\gamma_{Mp} = 1.25$
* αντοχή συγκολλήσεων	$\gamma_{Mw} = 1.25$
- αντοχή σε ολίσθηση	$\gamma_{Ms}$ βλέπε 6.5.8.1
- αντοχή κόμβων δικτυωτών δοκών από κοιλοδοκούς:	$\gamma_{Mj}$ βλέπε Παράρτημα Κ
- αντοχές μελών και διατομών:	βλέπε 5.1.1
	$\gamma_{M0}, \gamma_{M1}$ και $\gamma_{M2}$

(3) Συνδέσεις που καταπονούνται σε κόπωση πρέπει επίσης να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του Κεφαλαίου 9.

#### 6.1.2. Εφαρμοζόμενες δυνάμεις και ροπές

(1) Οι δυνάμεις και ροπές που εφαρμόζονται στις συνδέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας, πρέπει να καθορίζονται με καθολική ανάλυση σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5.

(2) Οι παραπάνω δυνάμεις και ροπές θα περιλαμβάνουν:

- επιρροές δευτέρας τάξεως,
- επιρροή των ατελειών, βλέπε 5.2.4,
- επιρροή της ευκαμψίας της σύνδεσης στην περίπτωση των ημιάκαμπτων συνδέσεων, βλέπε 6.9.

#### 6.1.3. Αντοχή των συνδέσεων

(1) Η αντοχή μιας σύνδεσης θα καθορίζεται με βάση τις αντοχές των μεμονωμένων κοχλιών, ήλων και συγκολλήσεων.

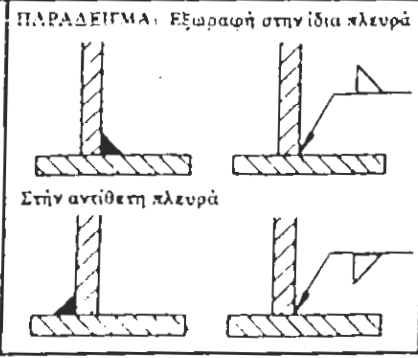
(2) Κατά τον υπολογισμό της σύνδεσης θα εφαρμόζεται γενικώς γραμμική-ελαστική ανάλυση. Εναλλακτικά, μπορεί να εφαρμοσθεί μη-γραμμική ανάλυση της σύνδεσης εφόσον λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά φόρτισης-παραμόρφωσης όλων των στοιχείων της σύνδεσης.

(3) Εάν το προσομοίωμα του υπολογισμού βασίζεται σε γραμμές διαρροής, η επάρκειά του πρέπει να αποδεικνύεται με βάση φυσικές δοκιμές.


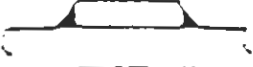
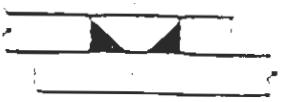





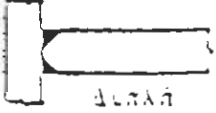

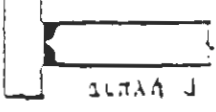


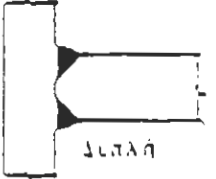
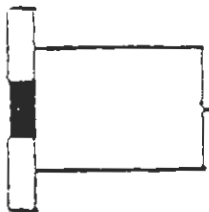


#### 6.1.4. Παραδοχές υπολογισμού

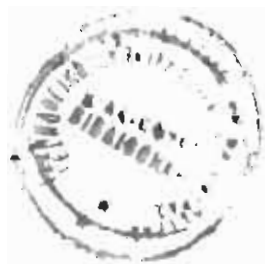
(1) Οι συνδέσεις πρέπει να υπολογίζονται κατανέμοντας τις εσωτερικές δυνάμεις και ροπές με οποιοδήποτε λογικό τρόπο, με την προϋπόθεση ότι:

ΒΑΣΙΚΑ ΣΥΜΒΟΛΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ			ΣΥΝΘΕΤΟΙ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ		
ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ
I - Εσωραφή			Διπλή εσωραφή V (ραφή · X)		X
V - Εσωραφή		∇	Διπλή εσωραφή HV (ραφή · K)		K
HV - Εσωραφή		∇	Διπλή εσωραφή HY (K-ραφή κορμού)		K
HY - Εσωραφή		Y	Εσωραφή V με διαμήκη οπίσθια ραφή		∇
Διαμήκης οπίσθια ραφή		∪	Εξωραφή με κοίλη εξωτερική επιφάνεια		∠
Σημειακή		○	Διπλή εξωραφή		∠
Εσωραφή με λοξές πλευρές		∇			
Εξωραφή		∠			
ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΣΥΜΒΟΛΑ	Κοίλη εξωτ. επιφάνεια ραφής	∪			
	Επίπεδη εξωτ. επιφάνεια ραφής	—			
	Κυρτή εξωτ. επιφάνεια ραφής	∩			
ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΑ ΣΥΜΒΟΛΑ	Περιμετρική Συγκόλληση		Συμβολισμός στοιχείων συγκόλλησης Γραμμή αναφοράς Βέλος Διχάλα		
	Συγκόλληση στο Εργατόξιο				



Πίνακας 6.6.1 Κοινά τύποι συγκολλητών συνδέσεων

Τύπος συγκολλητής	Τύπος σύνδεσης		
	Εξωραφή	Σύνδεση μορφής ταυ	Σύνδεση επικάλυψης
Εξωραφή			
ραφή διακενου			οπής 
Εξωραφή πλήρους διεξόδου	 απλή V  διπλή V  απλή U  διπλή U	 απλή  διπλή  απλή J  διπλή J	
Εξωραφή μερικής διεξόδου	 διπλή V  διπλή U	 διπλή	
Συγκόλληση οπής ή σχισμής			 
ψευδοεξωραφής	βλ. Σχήματα 6.6.3. και 6.6.4.		





## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Δρ Θ. Γεωργόπουλος “ Υπολογισμός Κατασκευών ”
2. Γρ. Φουρναράκος “ Σιδηρές Κατασκευές ”
3. Κ. Οικομόμου “ Τεχνικά έργα οδοποιίας ”
4. Γρ. Φούντας “ Διατομές Σιδηροδοκών ”
5. Ευρωκώδικας 3 '92
6. Δ. Κοντονή “ Υπολογισμοί κατασκευών με Η/Υ ”
7. Ν. Καθρέπας “ Στοιχεία μητρικής ανάλυσης των κατασκευών με  
χρήση προγραμμάτων Η/Υ”
8. F. Merritt editor “ Steel Bridges ” Civil engineers Handbook