

Ανάπτυξη μεθοδολογίας προσεισμικού ελέγχου  
υφιστάμενων τύπων γεφυρών και διατύπωση  
ενδεικτικών προτάσεων αναβάθμισης του  
επιπέδου ασφαλείας τους

---

## Τελική έκθεση

---

Ομάδα μελέτης

Α.Σ.ΚΑΡΑΜΑΝΟΣ  
Θ. ΠΑΝΟΥΤΣΟΠΟΥΛΟΣ  
Κ. ΣΠΥΡΑΚΟΣ  
Σ. ΣΤΑΘΟΠΟΥΛΟΣ



Α Θ Η Ν Α Δ Ε Κ Ε Μ Β Ρ Ι Ο Σ 1 9 9 8

---

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ
2. ΓΕΝΙΚΑ
  - 2.1 Συμβατικά
  - 2.2 Συγκέντρωση διεθνούς βιβλιογραφίας & στοιχείων
  - 2.3 Εγκύκλιος Ε39/93 " Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών"
3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ- ΣΤΑΔΙΟ Α
  - 3.1 ΓΕΝΙΚΑ
    - 3.1.1 Καθορισμός σεισμικής κατηγορίας εδάφους
    - 3.1.2 Διάγραμμα ροής προσεισμικού ελέγχου
  - 3.2 ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ
  - 3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (τ)
    - 3.3.1 Δείκτης Δομικής Τρωτότητας (Δ)
      - 3.3.1.1 Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων & Εδράσεων (Δ<sub>1</sub>)
      - 3.3.1.2 Δείκτης Τρωτότητας Μεσοβάθρων, Ακροβάθρων & Ρευστοποίησης Εδάφους (Δ<sub>2</sub>)
      - 3.3.1.3 Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης (Χ)
      - 3.3.1.4 Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας (Γ)
      - 3.3.1.5 Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας (Δ)
    - 3.3.2 Δείκτης Σπουδαιότητας (Σ)
      - 3.3.2.1 Παράμετροι του δείκτη σπουδαιότητας
      - 3.3.2.2 Υπολογισμός Δείκτη Σπουδαιότητας (Σ)
    - 3.3.3 Δείκτης Σεισμικής Επικινδυνότητας (Ε)
    - 3.3.4 Υπολογισμός Δείκτη Σεισμικής Τρωτότητας Γέφυρας (Τ)
  - 3.4 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΒΑΘΜΟΥ ΠΡΟΤΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ
  - 3.5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ
  - 3.6 ΟΡΟΛΟΓΙΑ-ΛΕΞΙΚΟ
  - 3.7 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΣΤΑΔΙΟΥ Α
    - 3.7.1 Περιγραφή των Γεφυρών Εφαρμογής της Μεθοδολογίας
    - 3.7.2 Εντυπα Απογραφής
    - 3.7.3 Παραδείγματα
4. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ-ΣΤΑΔΙΟ Β
  - 4.1 Σκοπός και αντικείμενα του ελέγχου
  - 4.2 Απαιτούμενα στοιχεία
  - 4.3 Λογιστική προσέγγιση
  - 4.4 Κριτήρια αποδοχής
  - 4.5 Παραδείγματα και Συμπεράσματα

## 5. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

# ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι ανά τον κόσμο εντυπωσιακές και μεγάλης εκτάσεως καταστροφές δομικών και τεχνικών έργων τις τελευταίες δεκαετίες, έχουν οδηγήσει διεθνώς στην αύξηση του επιπέδου σεισμικής κάλυψης. Οι πρόσφατοι κανονισμοί και η επιστημονική γνώση, που έχει αυξηθεί θεαματικά πάνω στο θέμα αυτό, επιβάλλουν συνεχώς περισσότερες και αυστηρότερες απαιτήσεις σχεδιασμού των νέων έργων.

Παράλληλα, γεννιέται και θέμα αναβάθμισης των υφισταμένων, που σε όλα τα κράτη αντιπροσωπεύουν ένα μεγάλο τμήμα του εθνικού πλούτου. Σε χώρες με προηγμένο τεχνολογικό επίπεδο και ιδιαίτερα σεισμικά προβλήματα, όπως οι ΗΠΑ και η Ν. ΖΗΛΑΝΔΙΑ, έχουν γίνει ήδη σημαντικά βήματα προς την κατεύθυνση αυτή. Στην χώρα μας, όπως άλλωστε και σε πολλές άλλες, δεν έχουν ξεκινήσει ακόμη οργανωμένες προσπάθειες.

Η παρούσα έρευνα, που εκπονήθηκε για λογαριασμό του ΟΑΣΠ, αποτελεί μια πρώτη προσπάθεια αντιμετώπισης του προβλήματος στον τομέα των τεχνικών έργων· βασίζεται κυρίως στις προϋπάρχουσες οδηγίες των ΗΠΑ και της Ν. ΖΗΛΑΝΔΙΑΣ, διαφοροποιείται όμως αισθητά από αυτές σε συγκεκριμένα σημεία, τόσο λόγω των τοπικών ιδιομορφιών, όσο και της διαφοράς νοοτροπίας στην προσέγγιση των θεμάτων.

Αντικείμενο της έρευνας υπήρξε η σύνταξη μιας μεθοδολογίας προσωρινού ελέγχου γεφυρών και τεχνικών έργων, που θα επιτρέψει τον εντοπισμό με συνοπτικές διαδικασίες όσων παρουσιάζουν προβλήματα και θα καταλήξει σε κάποια βαθμονόμηση των έργων από πλευράς σεισμικής τρωτότητας. Η βαθμονόμηση αυτή θα επιτρέψει στην Πολιτεία να οργανώσει μεθοδικά την αναβάθμιση των έργων.

Οι ελληνικές ιδιομορφίες, που συνεκτιμήθηκαν στην προτεινόμενη μεθοδολογία, ήταν οι εξής:

- τα ελληνικά τεχνικά έργα και γέφυρες κατά κανόνα είναι απλά στον σχεδιασμό, εδραζόμενα κυρίως πάνω σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα.
- δεν έχουν αναφερθεί μέχρι στιγμής στην Ελλάδα σημαντικές σεισμικές βλάβες γεφυρών.
- δεν υπάρχει οργανωμένο αρχείο έργων και κυρίως δεν υπάρχουν σχέδια κατασκευής. Η αδυναμία αυτή καθιστά χρονοβόρο και δαπανηρό, πολλές φορές και ανέφικτο, τον μετέλεγχο υφισταμένων έργων. Ως εκ τούτου, ιδιαίτερα για την χώρα μας, πρέπει να περιορισθεί δραστικά ο αριθμός των έργων που θα προχωρήσουν σε άλλες βαθμίδες ελέγχου.

- η σεισμική δράση είχε μέχρι το 1985 υποβαθμισθεί σημαντικά στις μελέτες των έργων.

Ελαμβάνετο κατά στατικό ποσοστό ο σεισμός, με συντελεστές σεισμικής επιτάχυνσης αυτούς του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959, χωρίς οποιεσδήποτε κατασκευαστικές διατάξεις. Συνήθως οι ωθήσεις γαιών λαμβάνονταν προσαυξημένες κατά 25%, ανεξάρτητα από τον συντελεστή βάσεως ή την ευκαμψία του ακροβάθρου.

Δεδομένων των μεγαλύτερων επιτρεπόμενων τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος, σπάνια οι σεισμικοί συνδυασμοί αποδεικνύονταν κρίσιμοι.

Οι έλεγχοι των ελαστομεταλλικών εφεδράνων γίνονταν σύμφωνα προς το DIN 4141, μέρος 14, με επιτρεπόμενη μετακίνηση ίση προς το 70% του ελαστικού πάχους· δεδομένου όμως ότι οι μετακινήσεις υπολογίζονταν με την μειωμένη συμβατική επιτάχυνση εδάφους δεν παρουσίαζαν μεγάλα προβλήματα.

Ως προς το έδαφος λαμβάνονται επιτρεπόμενες τάσεις 50% επί πλέον των λειτουργικών.

Το 1985 με την γέφυρα Ευρίπου και τους πρώτους κανονισμούς μελετών έργων (ΚΜΕ), που βασίζονταν κατά κανόνα στον AASHTO και το ATC 6, αρχίζουν να μπαίνουν στον σχεδιασμό των έργων πλέον σύγχρονες απόψεις τόσο ως προς την ανάλυση όσο και τις κατασκευαστικές διατάξεις. Ήδη με την εγκύκλιο ΒΜ 5/86 πολλές από τις απόψεις αυτές επεβλήθησαν και στα τρέχοντα έργα.

Η εγκύκλιος Ε39/93 έθεσε (έστω και αν παρουσίασε προβλήματα στην εφαρμογή) οργανωμένα όλες τις βάσεις του σύγχρονου αντικειμενικού σχεδιασμού των τεχνικών έργων.

Θα μπορούσαμε επομένως από πλευράς κανονισμών και σχεδιασμού να διακρίνουμε τρεις περιόδους, δηλ. την προ του 1985, την μεταξύ 1985 και 1993 και την μετά το 1993.

Η προτεινόμενη μεθοδολογία προσεισμικού ελέγχου υφισταμένων γεφυρών και τεχνικών έργων αναπτύσσεται σε τρία στάδια, που συνοπτικά έχουν ως εξής:

#### **α. Στάδιο Α**

Συλλέγονται καθ' οιονδήποτε τρόπο και απογράφονται τα βασικά στοιχεία του έργου.

Με βάση τα στοιχεία αυτά και χωρίς οποιονδήποτε λογιστικό έλεγχο, εκτιμάται και βαθμονομείται η τρωτότητα του έργου. Εισάγονται ορισμένα κριτήρια/κλειδιά, που αναφέρονται κυρίως στον κίνδυνο ολικής βλάβης (π.χ. κατάρρευση). Η βαθμονόμηση, που διευκολύνεται με την χρήση διαγραμμάτων ροής, μοιάζει κατ' αρχή να είναι κάπως αυθαίρετη και σε ορισμένα σημεία υποκειμενική, ξένα προς την αναλυτική σκέψη στην οποία συνήθως προστρέχουμε. Η εμπειρία όμως από την εφαρμογή της δείχνει ότι

στα χέρια έμπειρων εκτιμητών το σύστημα "δουλεύει" με πολύ μικρό κόστος, σε λίγο χρόνο και χωρίς να απαιτεί ιδιαίτερες πληροφορίες για τον σχεδιασμό του έργου, που συνήθως δεν υπάρχουν.

## **β. Στάδιο Β**

Το στάδιο αυτό δεν υπάρχει στις μεθοδολογίες των ΗΠΑ και της Ν. Ζηλανδίας, οι οποίες παραπέμπουν τα επισφαλή έργα απ' ευθείας σε μελέτη ελέγχου και ενίσχυσης (στάδιο Γ). Με δεδομένη όμως για την χώρα μας την διοικητική δυσκαμψία στην ανάθεση των μελετών και την έλλειψη προδιαγραφών τέτοιων μελετών, θεωρήσαμε σκόπιμο να παρεμβάλουμε μεταξύ των σταδίων Α και Γ το στάδιο Β, στο οποίο ελέγχεται ορθολογικότερα και με αναλυτικές μεθόδους η δομική επάρκεια του έργου. (Κατά κάποιο τρόπο ελέγχεται και η μεθοδολογία του σταδίου Α). Είναι πολύ πιθανόν, ύστερα από κάποιο χρονικό διάστημα και μετά την εξοικείωσή μας με την μεθοδολογία, να αποδειχθεί το στάδιο αυτό περιττό και να καταργηθεί, προς το παρόν όμως, επιτρέπει την παραπομπή με μεγαλύτερη βεβαιότητα ενός μικρότερου αριθμού έργων στο στάδιο Γ.

Στο στάδιο αυτό απαιτούνται πολύ περισσότερα στοιχεία από ό,τι στο στάδιο Α και κυρίως στοιχεία θεμελιώσεως και οπλισμών. Είναι προφανές ότι, εφ' όσον δεν διατίθενται τέτοια στοιχεία, παρέλκει η εκπόνηση του σταδίου και απαιτείται η παραπομπή του έργου απευθείας στο στάδιο Γ.

## **γ. Στάδιο Γ**

Στο στάδιο αυτό η γέφυρα ελέγχεται πλήρως, τόσον αναλυτικά όσον και εργαστηριακά· εφ' όσον απαιτείται εκπονείται και μελέτη ενίσχυσης.

Είναι προφανές ότι ένας τέτοιος έλεγχος και η πιθανή ενίσχυση του έργου θα πρέπει να αναφέρονται στο σύνολο του καλύπτοντας όλες τις πλευρές (λειτουργική, υδραυλική κ.λπ.) και όχι μόνον την σεισμική· η απόφαση για την παραπομπή του έργου στο στάδιο Γ πρέπει να ανήκει σε ένα ευρύτερο όργανο π.χ. το ΥΠΕΧΩΔΕ.

Στο στάδιο αυτό θα απαιτηθούν λεπτομερή κατασκευαστικά στοιχεία· εφ' όσον δεν υπάρχουν θα πρέπει να αποτυπωθούν και συλλεγούν επί τόπου (π.χ. γεωτρήσεις, οπλισμοί, σκυρόδεμα).

Είναι προφανές ότι η οργανωμένη εκπόνηση μελετών ελέγχου και ενίσχυσης υφισταμένων έργων θα απαιτήσει, μεταξύ των άλλων και την σύνταξη αντίστοιχων προδιαγραφών.

Το στάδιο αυτό δεν αποτελεί μέρος της παρούσας έρευνας.

Στην έρευνα αυτή έλαβαν μέρος οι συνάδελφοι:

- Καραμάνος Αντώνης, Πολ. Μηχανικός, Μελετητής, Συντονιστής
- Πανουτσόπουλος Θεοδ., Πολ. Μηχανικός, ΥΠΕΧΩΔΕ
- Σπυράκος Κων., Πολ. Μηχανικός, Επικ. Καθηγητής ΕΜΠ
- Σταθόπουλος Σταμ., Πολ. Μηχανικός, Μελετητής

Αθήνα, Δεκέμβριος 1998

## **2. ΓΕΝΙΚΑ**

### **2.1 Συμβατικά**

Η παρούσα Τελική Εκθεση υποβάλλεται σε εκτέλεση της από 30-1-1998 Σύμβασης Ανάθεσης Ερευνητικού Έργου μεταξύ του ΟΑΣΠ και των μελών της ερευνητικής ομάδας.

Σύμφωνα με το Παράρτημα της Σύμβασης, βασικός στόχος του ανατεθέντος προγράμματος είναι η ανάπτυξη μεθοδολογίας για τον προσεισμικό έλεγχο υφισταμένων γεφυρών και η διατύπωση ενδεικτικών προτάσεων για την αναβάθμιση του επιπέδου ασφάλειάς τους.

Στο ίδιο Παράρτημα περιγράφονται λεπτομερώς οι φάσεις εκπόνησης του ερευνητικού προγράμματος, οι οποίες εν γένει εφαρμόστηκαν.

Αναλυτικές πληροφορίες για την πορεία διεξαγωγής του προγράμματος εδόθησαν με την Εκθεση Προόδου, η οποία υποβλήθηκε στον ΟΑΣΠ στις 4-6-1998.

### **2.2 Συγκέντρωση διεθνούς βιβλιογραφίας και στοιχείων.**

Από τις πρώτες ενέργειες της ομάδας μελέτης ήταν η προσπάθεια συγκέντρωσης διεθνούς βιβλιογραφίας και στοιχείων σχετικών με το ερευνώμενο αντικείμενο, ώστε να ληφθεί υπόψη κατά το δυνατόν όλη η υπάρχουσα γνώση γύρω από το θέμα αυτό. Προς τούτο απεστάλησαν μέσω του ΟΑΣΠ σχετικές επιστολές προς :

- a. Earthquake Commission, New Zealand ( 13-03-98)
- b. Federacion De Colegios De Ingenieros Civiles, Mexico ( 13-03-98)
- c. Housing Bureau, Ministry of Construction, Japan ( 13-03-98)
- d. National Research Center for Disaster Prevention, Japan ( 13-03-98)
- e. Servizio Sismico Nazionale, Italy ( 13-03-98)
- f. Prof. K.Kawashima, Tokyo Institute of Technology ( 25-05-98)
- g. Transit New Zealand, Wellington, New Zealand ( 12-06-98)
- h. Prof. M.J.N.Priestley, California, USA (12-06-98)

Από τις ανωτέρω πηγές, υπήρξε ανταπόκριση από τις (α), (ε), (f), (g) και (h), και ειδικότερα :

Από την (α) μας υπεδείχθη η (g).

Από την (ε) μας εστάλη επιστημονικό άρθρο των G.Augusti & M. Ciampoli " Multi-objective optimal allocation of resources to increase the seismic reliability of highways ", καθαρώς θεωρητικού περιεχομένου.

Από την (g) μας εστάλησαν δύο δημοσιεύσεις οι οποίες συνέβαλαν σημαντικά και εμπλούτισαν την προτεινόμενη Μεθοδολογία ( βλ. Βιβλιογραφία, αρ. 6 και 7).

Από την (f) μας εστάλη υλικό προερχόμενο από κοινά Αμερικανο-ιαπωνικά προγράμματα, το οποίο όμως αναφέρεται κυρίως στην σεισμική ενίσχυση

γεφυρών, δηλαδή σε στάδιο πέραν εκείνου που καλύπτει η ανά χείρας Μεθοδολογία ( βλ. Βιβλιογραφία, αρ. 11 και 12 ).  
Τέλος από την (h) μας υπεδείχθη σχετική βιβλιογραφία.

### **2.3 Εγκύκλιος Ε39/93 “ Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών “**

Κατά την ανάπτυξη του ερευνητικού έργου χρειάστηκε συχνά η αναφορά στην ανωτέρω εγκύκλιο, η οποία σημειωτέον είχε , σχεδόν ταυτόχρονα με την παρούσα έρευνα, εισέλθει σε διαδικασία αναθεώρησης. Οι αναφορές πάντως της προτεινόμενης μεθοδολογίας γίνονται στην αναθεωρημένη εγκύκλιο Ε39/93, με τη σημείωση ότι το αναθεωρημένο κείμενο της εγκυλίου δεν είναι ακόμη επισήμως οριστικό, δεδομένου ότι έχει υποβληθεί για σχολιασμό.

### **3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ**

#### **ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ - ΣΤΑΔΙΟ Α**

##### **3.1. ΓΕΝΙΚΑ**

Η παρουσιαζόμενη μεθοδολογία προσεισμικού ελέγχου ( Στάδιο Α ) στοχεύει στον εντοπισμό των γεφυρών εκείνων που πρέπει να έχουν προτεραιότητα λεπτομερούς αξιολόγησης και πιθανής σεισμικής ενίσχυσης. Για την κατάταξη κάθε γέφυρας σε σειρά προτεραιότητας από άποψη ανάγκης για λεπτομερή έλεγχο και πιθανή σεισμική ενίσχυση, λαμβάνονται υπόψη τα ακόλουθα στοιχεία: *δομική τρωτότητα, σπουδαιότητα, σεισμική επικινδυνότητα, εδαφικά χαρακτηριστικά και κοινωνικο-οικονομικοί παράγοντες.*

Η πλήρης διαδικασία αφορά, πρώτον, στον υπολογισμό του **δείκτη δομικής τρωτότητας (Δ)** (παρ. 3.3.1), του **δείκτη σπουδαιότητας (Σ)** (παρ. 3.3.2) και του **δείκτη σεισμικής επικινδυνότητας (Ε)** (παρ. 3.3.3) για κάθε γέφυρα χωριστά και, δεύτερον, στη θεώρηση **κοινωνικοοικονομικών παραγόντων** για την εξαγωγή τελικών συμπερασμάτων όσον αφορά στην προτεραιότητα σεισμικής ενίσχυσης κάθε γέφυρας. Με βάση τους παραπάνω δείκτες (Δ), (Σ) και (Ε) προσδιορίζεται ο **δείκτης σεισμικής τρωτότητας (Τ)** (παρ. 3.3.4) της γέφυρας και ακολούθως, σε συνδυασμό με τα κοινωνικοοικονομικά κριτήρια, προκύπτει ο **βαθμός προτεραιότητας (Π)** (παρ. 3.4) για περαιτέρω έλεγχο και ενδεχόμενη σεισμική ενίσχυση της εν λόγω γέφυρας. Τα κοινωνικοοικονομικά κριτήρια εξαρτώνται από κοινωνικούς, πολιτικούς και οικονομικούς παράγοντες. Ο καθορισμός τους γίνεται από τις αρμόδιες αρχές του κράτους και της τοπικής αυτοδιοίκησης.

Η ανά χείρας μεθοδολογία επικεντρώνεται στη διαδικασία προσδιορισμού του **δείκτη σεισμικής τρωτότητας (Τ)**.

Στα επόμενα χρησιμοποιούνται οι εξής συμβολισμοί:

$$\Pi = f(T, KK), \quad \text{και } T = f(\Delta, \Sigma, E)$$

όπου:

Π=βαθμός προτεραιότητας

Τ=δείκτης σεισμικής τρωτότητας

ΚΚ= κοινωνικοοικονομικά κριτήρια

Δ=δείκτης δομικής τρωτότητας

Σ=δείκτης σπουδαιότητας

Ε=δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας

### 3.1.1 Καθορισμός Σεισμικής Κατηγορίας Γέφυρας

Ορίζονται τέσσερις σεισμικές κατηγορίες γεφυρών οι οποίες προκύπτουν συναρτήσει της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας και της σπουδαιότητας της γέφυρας, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 1:

Ζώνη Σεισμική Επικινδυνότητας (NEAK)	Σπουδαιότητα γέφυρας	
	Σημαντική	Συνήθης
I $A=0.12g$	(2)	(1)
II $A=0.16g$	(3)	(2)
III $A=0.24g$	(3)	(3)
IV $A=0.36g$	(4)	(3)

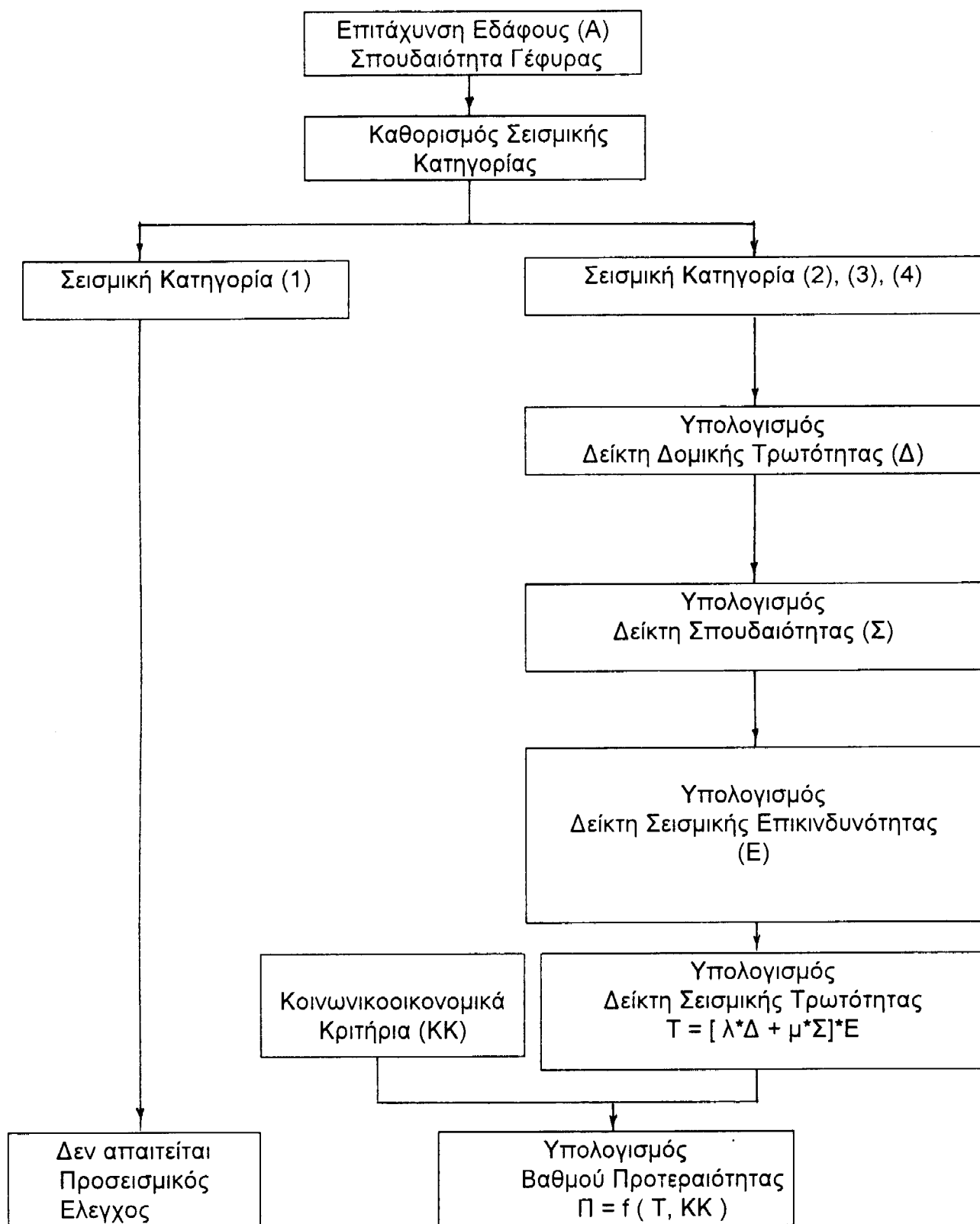
Πίνακας 1: Σεισμική κατηγορία γεφυρών

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Εγκυκλίου Ε39/93, σύμφωνα με την οποία "σημαντικής σπουδαιότητας" γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ , και "συνήθους σπουδαιότητας" γέφυρες αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

Οι γέφυρες σεισμικής κατηγορίας (1) απαλλάσσονται του προσεισμικού ελέγχου, ενώ για όλες τις άλλες κατηγορίες συνιστάται η εφαρμογή της παρούσας μεθοδολογίας προσεισμικού ελέγχου γεφυρών.

### 3.1.2 Διάγραμμα ροής προσεισμικού ελέγχου

Το Σχήμα 1 παρουσιάζει το διάγραμμα ροής της διαδικασίας προσεισμικού ελέγχου.



Σχήμα 1: Διαδικασία Προσεισμικού Ελέγχου Γεφυρών

### **3.2. ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Πρώτο βήμα για την εφαρμογή της μεθοδολογίας είναι η καταγραφή των σημαντικών στοιχείων της γέφυρας που διαμορφώνουν την τρωτότητά της σε σεισμό. Η καταγραφή γίνεται σε τυποποιημένο έντυπο απογραφής, που συμπληρώνεται από τον υπεύθυνο μηχανικό της επιθεώρησης. Στο έντυπο καταγράφονται:

- Τα τεχνικά χαρακτηριστικά που απαιτούνται για τον προσδιορισμό του "δείκτη δομικής τρωτότητας", όπως περιγράφεται στην παράγραφο 3.3.1.
- Οι κυκλοφοριακές και άλλες παράμετροι που αποσκοπούν στον προσδιορισμό του "δείκτη σπουδαιότητας", όπως περιγράφεται στην παράγραφο 3.3.2.
- Η σεισμικότητα και οι εδαφικές συνθήκες της περιοχής, που αποσκοπούν στον προσδιορισμό του "δείκτη σεισμικής επικινδυνότητας", όπως περιγράφεται στην παράγραφο 3.3.3.

Τα ζητούμενα στοιχεία μπορούν να αναζητηθούν στα κατασκευαστικά σχέδια της γέφυρας, στα αρχεία παλαιότερων επιθεωρήσεων ή να συγκεντρωθούν κατά την επίσκεψη και αυτοψία στη γέφυρα που εξετάζεται. Στο Σχήμα 2 παρουσιάζεται μία πρόταση για την διάρθρωση του εντύπου απογραφής.

**ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ**

Ημερομηνία: / /

**ΓΕΝΙΚΑ:**

Όνομα Γέφυρας: \_\_\_\_\_

Α.Α. \_\_\_\_\_

Τοποθεσία: \_\_\_\_\_

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία επί της Γέφυρας: \_\_\_\_\_ Μήκος Παράκαμψης(\*): \_\_\_\_\_

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία κάτω από τη Γέφυρα: \_\_\_\_\_ Μήκος Παράκαμψης(\*): \_\_\_\_\_

Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική \_\_\_\_\_ Συνήθης \_\_\_\_\_

Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη \_\_\_\_\_ Καμπύλη \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Λοξότητα: Ορθή \_\_\_\_\_ Λοξή \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Αριθμός ανοιγμάτων: \_\_\_\_\_

Διαστάσεις ανοιγμάτων (σκαρίφημα): \_\_\_\_\_

Τύπος: \_\_\_\_\_

Πλάτος: \_\_\_\_\_

Χρήση Γέφυρας(\*): \_\_\_\_\_

Έτος κατασκευής: \_\_\_\_\_

Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Μορφολογία(\*): Κανονική \_\_\_\_\_ Μή Κανονική \_\_\_\_\_

Δίκτυα επί της Γέφυρας: Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

**ΕΔΑΦΟΣ:**

Εδαφική Επιτάχυνση: \_\_\_\_\_

Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Κατηγορία Εδάφους: Α \_\_\_\_\_ Β \_\_\_\_\_ Γ \_\_\_\_\_ Δ \_\_\_\_\_

Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη \_\_\_\_\_ Μέτρια \_\_\_\_\_ Μικρή \_\_\_\_\_

**ΑΝΩΔΟΜΗ:**

Υλικό και Τύπος: \_\_\_\_\_

Αριθμός Ανοιγμάτων: \_\_\_\_\_

Συνεχής: Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_ Αριθμός Αρμών: \_\_\_\_\_ Εύρος Αρμών \_\_\_\_\_

**ΕΦΕΔΡΑΝΑ:**

Τύπος: \_\_\_\_\_

Κατάσταση: \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης (Διαμήκης): \_\_\_\_\_

Πραγματικές Διαστάσεις Έδρασης: \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

**ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:**

Υλικό και Τύπος: \_\_\_\_\_

Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: \_\_\_\_\_

Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκης \_\_\_\_\_ Εγκάρσια \_\_\_\_\_

Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ύψος: \_\_\_\_\_ Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή \_\_\_\_\_ Βάση \_\_\_\_\_

Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: \_\_\_\_\_

Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Τύπος Θεμελίωσης: \_\_\_\_\_

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**

Τύπος : \_\_\_\_\_

Υψος: \_\_\_\_\_

Τύπος και Στοιχεία Θεμελίωσης: \_\_\_\_\_

Τοποθεσία: Όρυγμα \_\_\_\_\_ Επίχωμα \_\_\_\_\_

Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι \_\_\_\_\_ Ανεξάρτητοι \_\_\_\_\_ Μήκος \_\_\_\_\_

Πλάκα Πρόσβασης: Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_ Μήκος \_\_\_\_\_

Σκαρίφημα:



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το "εμπόδιο" πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: "Σημαντικής σπουδαιότητας" γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . "Συνήθους σπουδαιότητας" γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ: οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους οπλισμούς.

### **3.3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (T) ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) προκύπτει από το δείκτη δομικής τρωτότητας ( $\Delta$ ), το δείκτη σπουδαιότητας ( $\Sigma$ ) και το δείκτη σεισμικής επικινδυνότητας (E). Κάθε ένας από τους επιμέρους δείκτες ορίζεται μεταξύ 0 και 10. Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$T = [\lambda \Delta + \mu \Sigma] \cdot E$$

Όπου  $\lambda$  και  $\mu$  είναι ποσοστιαίοι συντελεστές βαρύτητας ( $\lambda + \mu = 1$ ). Ανάλογες μεθοδολογίες προσεισμικού ελέγχου γεφυρών [6] έχουν προσδιορίσει τιμές των συντελεστών  $\lambda$  και  $\mu$ . Για την προτεινόμενη εδώ μεθοδολογία υιοθετήθηκαν τιμές  $\lambda = 0.4$  και  $\mu = 0.6$ . Επομένως

$$T = [0.4 \cdot \Delta + 0.6 \cdot \Sigma] \cdot E$$

Η διακύμανση του δείκτη σεισμικής τρωτότητας ορίζεται από 0 έως 100. Συνεπώς όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του T, τόσο εντονώτερη είναι η ανάγκη για περαιτέρω έλεγχο και πιθανή σεισμική ενίσχυση της γέφυρας (αγνοώντας, προς το παρόν άλλους παράγοντες όπως π.χ. τους κοινωνικοοικονομικούς).

#### **3.3.1 Δείκτης Δομικής Τρωτότητας ( $\Delta$ )**

Για την ανάπτυξη της μεθοδολογίας υπολογισμού του δείκτη δομικής τρωτότητας, τα δομικά στοιχεία της γέφυρας ομαδοποιούνται σε τέσσερις κατηγορίες:

- (α) σύνδεσμοι, εφένδρανα και περιοχές έδρασης,
- (β) υποστυλώματα και θεμελίωση μεσόβαθρων,
- (γ) ακρόβαθρα και
- (δ) έδαφος.

Λόγω της ευπάθειας των στοιχείων της κατηγορίας (α) που έχει διαπιστωθεί σε σεισμούς, ο δείκτης δομικής τρωτότητας ( $\Delta$ ), καθορίζεται εξετάζοντας τους συνδέσμους, τα εφένδρανα και τις λεπτομέρειες έδρασης (κατηγορία α) ξεχωριστά από τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία των κατηγοριών (β), (γ) και (δ). Ετσι για τα στοιχεία της κατηγορίας (α) υπολογίζεται ένας επιμέρους δείκτης δομικής τρωτότητας καλούμενος  $\Delta_1$ . Ο δείκτης δομικής τρωτότητας για την υπόλοιπη κατασκευή, καλούμενος  $\Delta_2$ , υπολογίζεται από το άθροισμα των επιμέρους δεικτών δομικής τρωτότητας κάθε μιας από τις τρεις κατηγορίες (β), (γ) και (δ). Συνεκτιμάται ακόμη η χρονολογία σχεδιασμού της γέφυρας με το δείκτη (X) καθώς επίσης και η γενική κατάσταση της γέφυρας, κατά την κρίση του μηχανικού, με το συντελεστή (Γ). Το διάγραμμα ροής της διαδικασίας παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.

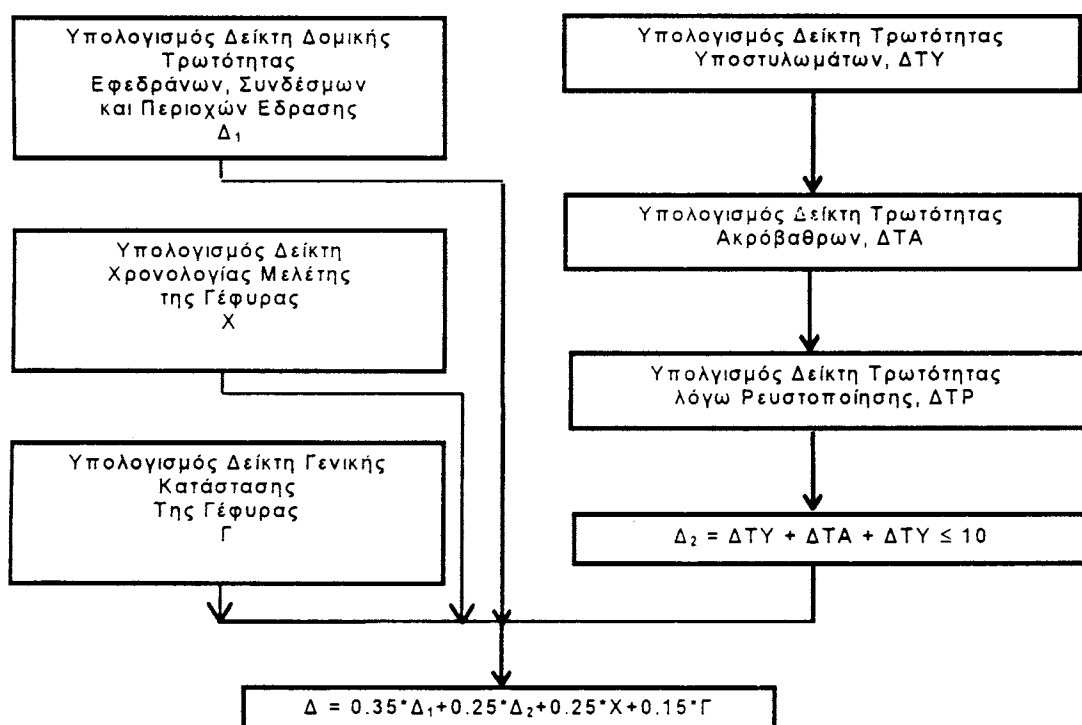
Η προτεινόμενη μεθοδολογία για τον υπολογισμό των δεικτών  $\Delta_1$ ,  $\Delta_2$ , X, και Γ παρουσιάζεται στις παραγράφους 3.1.1, 3.1.2, 3.1.3 και 3.1.4 αντίστοιχα.

Οι δείκτες δομικής τρωτότητας λαμβάνουν τιμές από 0 έως 10. Η τιμή 0 αντιπροσωπεύει πολύ μικρή πιθανότητα εμφάνισης αστοχιών που απαιτούν άμεση επιδιόρθωση, η τιμή 5 αντιπροσωπεύει μέτρια πιθανότητα κατάρρευσης και υψηλή πιθανότητα να τεθεί η γέφυρα εκτός λειτουργίας, και η τιμή 10 αντιπροσωπεύει υψηλή

πιθανότητα κατάρρευσης.

Ως επί το πλείστον, ελαττωματικά εφέδρανα, σύνδεσμοι και ανεπαρκή μήκη έδρασης δεν απαιτούν υψηλό οικονομικό κόστος για την ενίσχυσή τους. Σημειώνεται ότι η ενίσχυση ή η αντικατάσταση των εφεδράνων αποτελεί συνήθως την εφικτώτερη λύση σεισμικής ενίσχυσης της γέφυρας. Ενισχύσεις των δομικών στοιχείων των κατηγοριών (β), (γ) και (δ) απαιτούνται λιγότερο συχνά από την αντικατάσταση εφεδράνων, είναι όμως περισσότερο δαπανηρές.

Η σύγκριση των δύο δεικτών δομικής τρωτότητας,  $\Delta_1$  και  $\Delta_2$ , δίνει μία πρώτη εικόνα για το είδος της σεισμικής ενίσχυσης που απαιτείται. Εάν ο δείκτης  $\Delta_1$  είναι ίσος ή μικρότερος από τον  $\Delta_2$ , η ενίσχυση μόνο των εφεδράνων θα είχε μικρή συνεισφορά στη σεισμική ενίσχυση όλης της γέφυρας. Εάν όμως ο δείκτης τρωτότητας των εφεδράνων  $\Delta_1$  είναι μεγαλύτερος του  $\Delta_2$ , τότε σημαντικό όφελος θα προκύψει από τη σεισμική ενίσχυση ( αντικατάσταση) μόνο των εφεδράνων, των συνδέσμων και των περιοχών έδρασης.



Σχήμα 3. Διάγραμμα ροής υπολογισμού του Δείκτη Δομικής Τρωτότητας ( $\Delta$ ) γέφυρας

### 3.3.1.1 Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων ( $\Delta_1$ )

Τα εφέδρανα που χρησιμοποιούνται στη γεφυροποιία κατατάσσονται σε κατηγορίες, όπως ορίζονται στο DIN 4141, στον Ευρωκώδικα 8 και στην Εγκύκλιο 39/93.

Η εγκάρσια στήριξη της γέφυρας συνήθως αντιμετωπίζεται στις θέσεις των εφεδράνων με κατάλληλες διατάξεις, όπως είναι οι διατμητικοί τόρμοι. Σεισμικοί σύνδεσμοι μπορεί να τοποθετηθούν και σε ενδιάμεσες στηρίξεις του φορέα. Οι διατάξεις αυτές γενικά δεν είναι ικανές να αναπτύξουν πλαστικότητα, ενώ συνήθως υποβάλλονται σε υψηλά σεισμικά φορτία που προκύπτουν από την ανακατανομή της έντασης, λόγω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στα πλάστιμα στοιχεία των βάθρων.

Υπερβολικές σχετικές μετατοπίσεις στα εφέδρανα, τόσο στη διαμήκη όσο και στην εγκάρσια διεύθυνση μπορούν να προκαλέσουν κατάρρευση της ανωδομής. Οι αναμενόμενες μετατοπίσεις στα εφέδρανα εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες που δύσκολα μπορούν να εκτιμηθούν. Οι τιμές για το απαιτούμενο μήκος έδρασης που προτείνονται στην Ε39/93 υιοθετούνται ως ελάχιστες για την επάρκεια του μήκους έδρασης στη διαμήκη διεύθυνση και των παλαιότερων γεφυρών.

#### Παράγραφος 4.1(4) της Εγκυκλίου 39/93:

Το ελάχιστο μήκος έδρασης  $C$  του κάθε φορέα σε ακραία ή ενδιάμεση στήριξη και σε άρθρωση ανοίγματος (σε δοκό GERBER) θα είναι:

$$C = (400 + 2.5L + 10H) * (1 + s^2/8000)$$

όπου:  $C$  = μήκος έδρασης σε χιλιοστά

$s$  = γωνία λοξότητας σε μοίρες ( $90^\circ$  - γωνία διασταύρωσης)

Το μήκος  $L$  και το ύψος  $H$  ορίζονται στην Εγκύκλιο για τις διάφορες περιπτώσεις.

Η λοξότητα των βάθρων παίζει σημαντικό ρόλο στη συμπεριφορά των εφεδράνων σε σεισμό. Η λοξότητα εκφράζεται από τη γωνία μεταξύ του άξονα της στήριξης και ευθείας κάθετης στο διαμήκη άξονα της γέφυρας. Τα κινητά εφέδρανα έχουν επιδείξει τη δυσμενέστερη συμπεριφορά σε σεισμούς από τις υπόλοιπες κατηγορίες εφεδράνων. Σε βάθρα με μεγάλη λοξότητα τα εν λόγω εφέδρανα είναι πιθανό να ανατραπούν ακόμη και σε μικρής έντασης σεισμό. Σε τέτοιες περιπτώσεις το ενδεχόμενο της κατάρρευσης του καταστρώματος είναι σημαντικό και εξαρτάται από το μήκος έδρασης.

Η καθίζηση του καταστρώματος ή η μόνιμη μετατόπισή του από τον άξονα της οδού, λόγω της ανατροπής των εφεδράνων, δεν θεωρείται πρωταρχικής σημασίας αστοχία, αφού μπορεί να θέσει προσωρινά εκτός λειτουργίας τη γέφυρα, αλλά εύκολα επιδιορθώνεται συμπληρώνοντας ασφαλτό ή άλλα παρόμοια υλικά. Πρωταρχικής σημασίας για τη σεισμική αξιολόγηση μιας γέφυρας είναι το ενδεχόμενο απώλειας στήριξης το οποίο προκαλεί κατάρρευση του καταστρώματος.

Η μέθοδος εκτίμησης ή προσδιορισμού του δείκτη τρωτότητας εφεδράνων, συνδέσμων και εδράσεων παρουσιάζεται στο διάγραμμα ροής του Σχήματος (4) και αναλύεται παρακάτω:

**Βήμα 1: Εξαίρεση της γέφυρας από την εκτίμηση τρωτότητας των στηριζών της.**

Εξαιρούνται γέφυρες με τα εξής χαρακτηριστικά:

- α. Συνεχές κατάστρωμα εφ' όλου του μήκους με μονολιθικά ακρόβαθρα.
  - β. Συνεχές κατάστρωμα με ακρόβαθρα με εφέδρανα όταν πληρούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες, ανεξαρτήτως τρόπου στήριξης στα μεσόβαθρα:
    - η λοξότητα είναι  $< 20^\circ$ , ή  
(β) η λοξότητα είναι  $> 20^\circ$  αλλά  $< 40^\circ$  και ο λόγος μήκος προς πλάτος του καταστρώματος είναι μεγαλύτερος του 1.50 .
- Δεσμεύεται η εγκάρσια μετατόπιση στα ακρόβαθρα.
- Το μήκος έδρασης στα ακρόβαθρα είναι μεγαλύτερο ή ίσο από το ελάχιστο απαιτούμενο σύμφωνα με την Εγκύκλιο 39/93.

Εάν ισχύουν οι παραπάνω προϋποθέσεις τότε ο δείκτης  $\Delta_1$  τίθεται ίσος προς 0 και παραλείπονται τα επόμενα βήματα.

**Βήμα 2: Ελεγχος τρωτότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση (  $\Delta_{ΕΓΚ}$  )**

Για να εμφανιστούν μεγάλες εγκάρσιες μετατοπίσεις πρέπει πρώτα να αστοχήσουν τα συστήματα στήριξης κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Για την παρούσα διαδικασία προσεισμικού ελέγχου, γίνεται δεκτό ότι σε γέφυρες σεισμικής κατηγορίας (3) οι αγκυρώσεις των εφεδράνων θα αστοχήσουν. Επίσης γίνεται δεκτό ότι σε γέφυρες σεισμικής κατηγορίας (4) ή πλησίον ενεργών σεισμικών ρηγμάτων, θα αστοχήσουν και οι διατμητικοί σύνδεσμοι.

Με βάση ότι οι εγκάρσιες στηρίξεις θα αστοχήσουν, είναι πολύ πιθανή η απώλεια στήριξης των κύριων δοκών εφόσον ισχύει μία από τις ακόλουθες συνθήκες:

- α. Κάθε κύρια δοκός στηρίζεται σε διαφορετικό βάθρο ή υποστύλωμα.
- β. Οι εξωτερικές κύριες δοκοί, σε γέφυρα με δύο ή τρεις κύριες δοκούς, εδράζονται σε μικρή απόσταση από το άκρο του βάθρου, ανεξάρτητα εάν τα εφέδρανα βρίσκονται σε διαφορετικά βάθρα ή όχι.

Σε οποιαδήποτε από τις δύο περιπτώσεις ο δείκτης τρωτότητας  $\Delta_{ΕΓΚ}$  παίρνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=10$ .

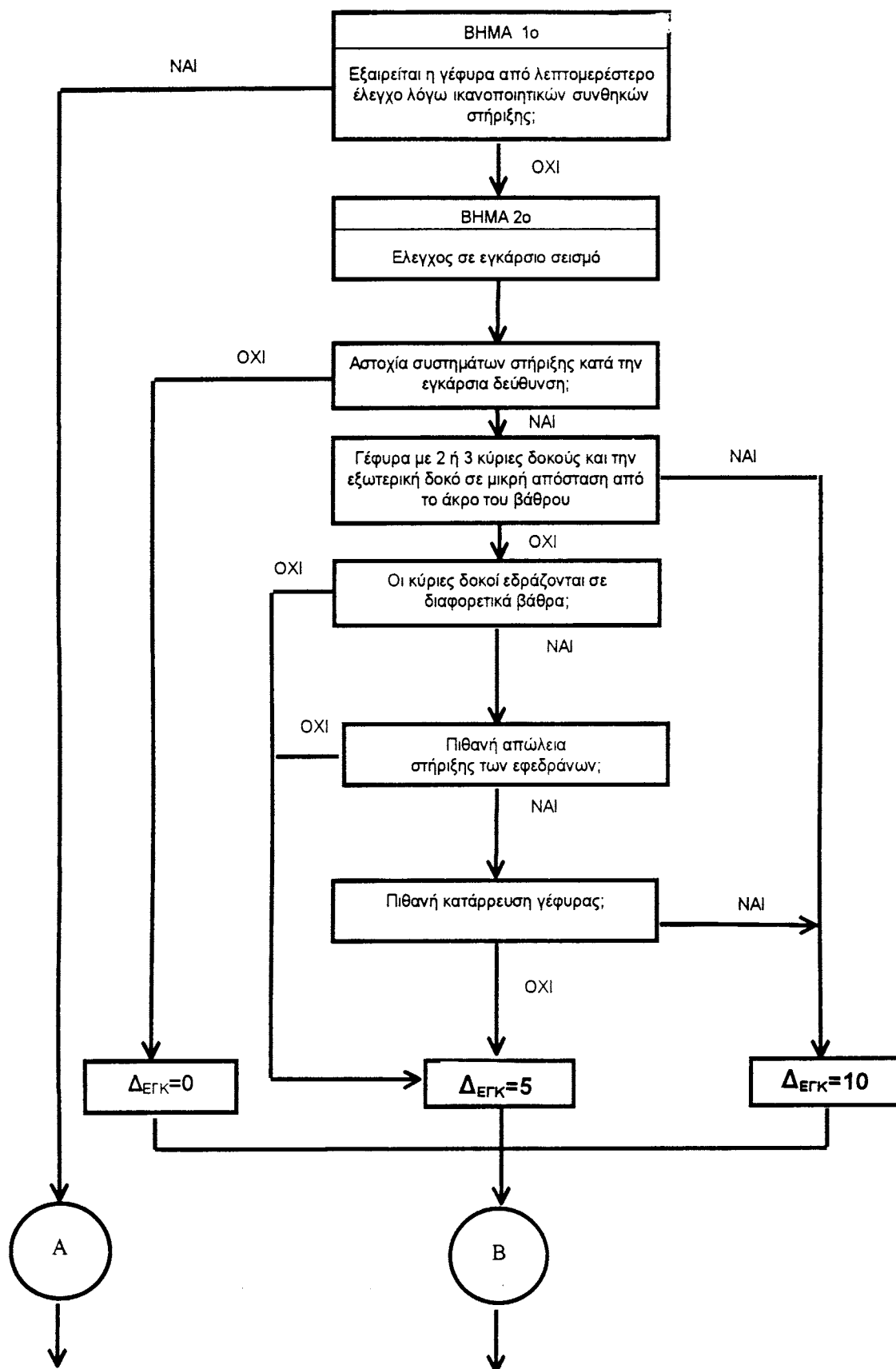
Όταν τα εφέδρανα είναι πολύ πιθανό να αστοχήσουν χωρίς να οδηγήσουν όμως τη γέφυρα σε κατάρρευση, ο δείκτης τρωτότητας  $\Delta_{ΕΓΚ}$  παίρνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=5$ .

**Βήμα 3: Ελεγχοι τρωτότητας κατά τη διαμήκη διεύθυνση,  $\Delta_{ΔΙΑ}$ .**

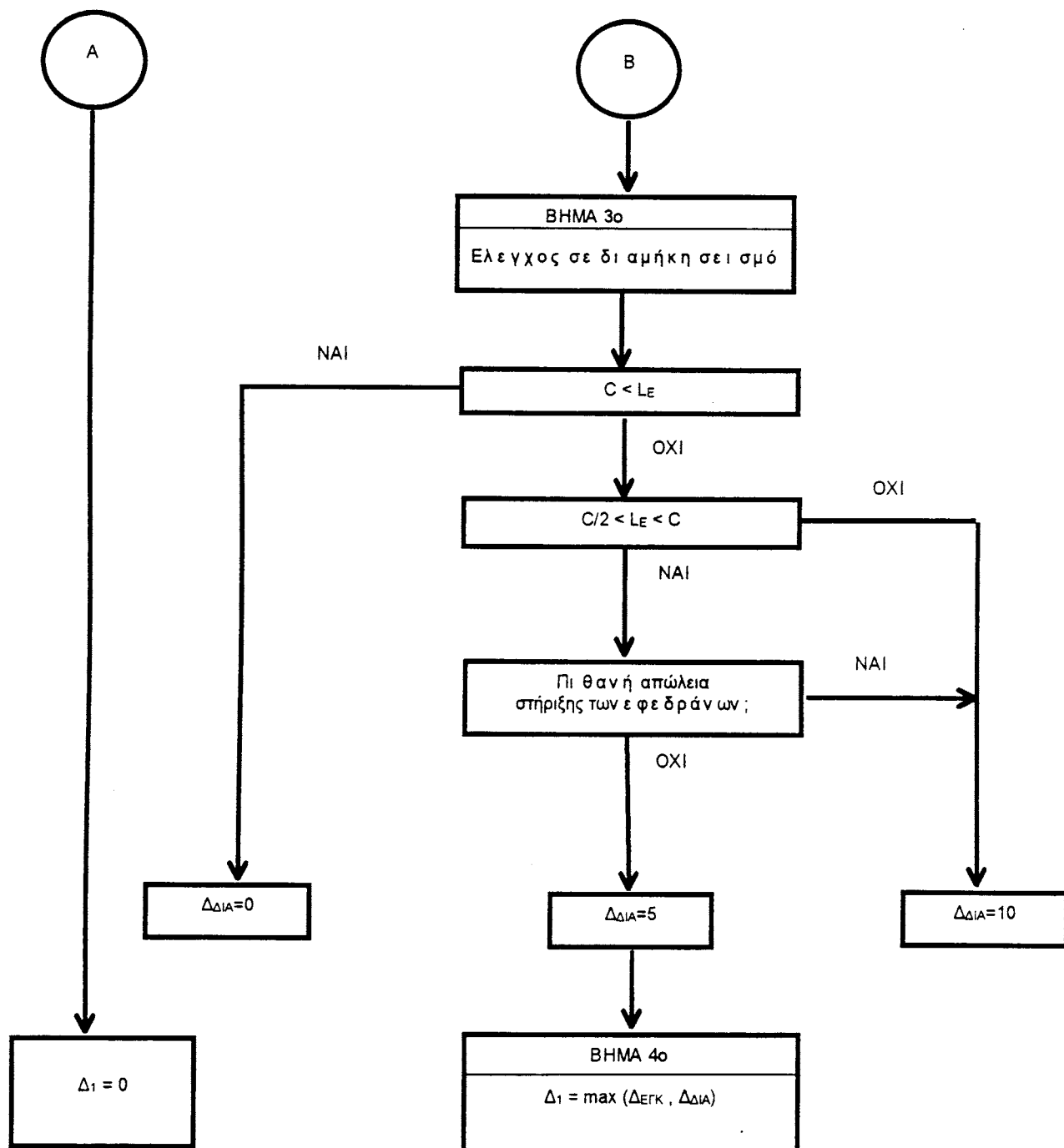
Εάν το μήκος έδρασης κατά τη διαμήκη διεύθυνση ( $L_E$ ), μετρούμενο κάθετα στον άξονα της στήριξης, είναι μικρότερο από το απαιτούμενο μήκος έδρασης ( $C$ ) αλλά μεγαλύτερο από το μισό του απαιτούμενου, τότε ο δείκτης τρωτότητας για διαμήκη σεισμό  $\Delta_{ΔΙΑ}$  παίρνει την τιμή  $\Delta_{ΔΙΑ}=5$ . Εάν το μήκος έδρασης είναι μικρότερο από το μισό του απαιτούμενου, τότε ο δείκτης παίρνει την τιμή  $\Delta_{ΔΙΑ}=10$ .

**Βήμα 4: Υπολογισμός του δείκτη τρωτότητας ( $\Delta_1$ ) των συνδέσεων και στηρίξεων από τις τιμές  $\Delta_{ΕΓΚ}$  και  $\Delta_{ΔΙΑ}$ .**

Επιλέγεται  $\Delta_1 = \max (\Delta_{ΕΓΚ}, \Delta_{ΔΙΑ})$ .



&lt; συνέχεια διαγράμματος στην επόμενη σελίδα &gt;



Σχήμα 4: Διάγραμμα Ροής Υπολογισμού Δείκτη Τρωτότητας Συνδέσεων, Εφεδράνων, Λεπτομερειών Έδρασης ( $\Delta_1$ ).

### **3.3.1.2 Δείκτης Τρωτότητας Μεσοβάθρων, Ακροβάθρων και Ρευστοποίησης εδάφους ( $\Delta_2$ )**

Η τρωτότητα  $\Delta_2$  των υπολοίπων στοιχείων της γέφυρας που είναι πιθανό να αστοχήσουν, υπολογίζεται από το άθροισμα των επιμέρους δεικτών τρωτότητας αυτών των στοιχείων, δηλαδή:

$$\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP$$

όπου:  $\Delta TM$ : Δείκτης τρωτότητας μεσόβαθρων

$\Delta TA$ : Δείκτης τρωτότητας ακροβάθρων

$\Delta TP$ : Δείκτης τρωτότητας ρευστοποίησης

Διαδικασίες προσδιορισμού των επιμέρους δεικτών τρωτότητας παρουσιάζονται στα ακόλουθα.

#### **A. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, $\Delta TM$**

Συνήθεις λόγοι αστοχίας βάθρων αποτελούν:

(α) η ανεπάρκεια του εγκάρσιου οπλισμού και η μη τήρηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών,

(β) η υπέρβαση των αντοχών σε κάμψη και διάτμηση, και

(γ) η εξόλκευση των διαμήκων οπλισμών, κυρίως κοντά στη θεμελίωση, λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης.

Γενικά, τα βάθρα αστοχούν σε σεισμούς μεγάλης διάρκειας με αρκετά μεγάλες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων.

Διαδικασία υπολογισμού του δείκτη τρωτότητας μεσόβαθρων:

#### **Βήμα 1:**

Σε γέφυρες που ανήκουν στη σεισμική κατηγορία (2) τίθεται απευθείας ο δείκτης  $\Delta TM=0$ . Σε γέφυρες σεισμικής κατηγορίας (3) και (4) ελέγχονται οι τυχόν αδυναμίες των βάθρων όσον αφορά στον εγκάρσιο οπλισμό, στις αγκυρώσεις των οπλισμών και στη θεμελίωσή τους. Ο  $\Delta TM$  λαμβάνει τη μέγιστη τιμή που θα προκύψει από τα επόμενα τρία βήματα:

#### **Βήμα 2: Τρωτότητα βάθρων σε διάτμηση.**

$$\Delta TM = Q - R \quad (3.1^a)$$

$$Q = 13 - 6 \left( \frac{L_c}{\rho_s * F * b_{max}} \right) \quad (3.1^b)$$

όπου:

$L_c$  = ύψος υποστυλώματος-βάθρου σε (m)

$\rho_s$  = ποσοστό του διαμήκους οπλισμού (%)

$F$  = δείκτης πλαισιακής λειτουργίας που λαμβάνει την τιμή :

2 για βάθρα με περισσότερα του ενός αμφίπακτα υποστυλώματα

- 1 για βάθρα με περισσότερα του ενός μονόπακτα υποστυλώματα
- 1.5 για κιβωτοειδή διατομή ανωδομής με μονόστυλα αμφίπακτα βάθρα.
- 1.25 για άλλες διατομές ανωδομής με μονόστυλα αμφίπακτα βάθρα.

$b_{\max}$  = μέγιστη διάσταση του βάθρου σε (m)

R = μονάδες που αφαιρούνται από το συντελεστή Q λόγω ευνοϊκών συνθηκών αποφυγής της αστοχίας σε διάτμηση, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2. Η αφαίρεση των τιμών R είναι αθροιστική.

Τιμές του  $\Delta TM$  που προκύπτουν μικρότερες του 0 ή μεγαλύτερες του 10 αντικαθίστανται από τις τιμές 0 ή 10 αντίστοιχα.

Κατ' εξαίρεση στα μονόστυλα μονόπακτα βάθρα εφαρμόζεται  $\Delta TM=10$ .

Η σχέση 3.1β προέκυψε από παρατηρήσεις διατμητικών αστοχιών βάθρων κατά το σεισμό του San Fernando το 1971. Επίσης από παρατηρήσεις μετά το σεισμό του Northridge το 1994 αποδείχθηκε η αξιοπιστία της σχέσης αυτής για μικρού ή μέσου ύψους υποστυλώματα. Η σχέση 3.1β δεν εφαρμόζεται σε υψηλά ευλύγιστα βάθρα και στην περίπτωση αυτή απαιτείται λογιστική αντιμετώπιση.

Παράγοντας	R
Επιτάχυνση εδάφους $A < 0.4g$	3
Λοξότητα $\leq 20^\circ$	2
Συνεχής ανωδομή, μονολιθικά ακρόβαθρα ίδιας ακαμψίας και λόγος μήκος/πλάτος $< 4$	1
Ποιότητα χάλυβα StI/S220	1
Ποιότητα χάλυβα StIII/S400 ή StIV/S500	0

Πίνακας 2: Τιμές του R

### **Βήμα 3: Τρωτότητα βάθρων λόγω καμπτικής αστοχίας στις περιοχές των αγκυρώσεων.**

Για να ληφθεί υπόψη η πιθανότητα καμπτικής αστοχίας στις περιοχές αγκυρώσεων, και εφόσον πρόκειται για μονόστυλα βάθρα, θα λαμβάνονται οι ακόλουθες τιμές του  $\Delta TM$ , υπό την προϋπόθεση ότι οι αγκυρώσεις ή ενώσεις των διαμήκων ράβδων πραγματοποιούνται στις περιοχές που πιθανόν θα σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις:

$$\Delta TM=7$$

$$\Delta TM=10 \text{ (όταν από μικροζωνική μελέτη προκύπτει ότι : } A > 0.4g \text{ )}$$

### **Βήμα 4: Τρωτότητα βάθρων λόγω αστοχίας της θεμελίωσης.**

Θεωρείται γενικώς  $\Delta TM=0$ , εκτός από την περίπτωση που το A έχει προκύψει από μικροζωνική μελέτη και είναι:

$$0.4g \leq A \leq 0.5g$$

$$A > 0.5g$$

$$\text{οπότε } \Delta TM=5$$

$$\text{οπότε } \Delta TM=10$$

**Βήμα 5: Υπολογισμός τελικού δείκτη τρωτότητας μεσόβαθρων, ΔΤΜ.**

Η τιμή του ΔΤΜ προκύπτει από τη μέγιστη τιμή της από τα τρία βήματα 1, 2 και 3.

**Β. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων, ΔΤΑ**

Οι αστοχίες ακρόβαθρων συνήθως δεν προκαλούν κατάρρευση της γέφυρας ιδιαίτερα για σεισμούς μικρής ή μέσης έντασης. Για το λόγο αυτό ο δείκτης τρωτότητας των ακρόβαθρων υπολογίζεται έτσι ώστε να εκτιμά την πιθανότητα να τεθεί ή γέφυρα εκτός λειτουργίας για μεγάλο χρονικό διάστημα λόγω αστοχιών στα ακρόβαθρα. Η πιο συνηθισμένη μορφή αστοχίας που έχει παρατηρηθεί αφορά στην καθίζηση του εδάφους στα ακρόβαθρα.

*Παρατηρήσεις μετά από σεισμούς στη Νέα Ζηλανδία και τη Νέα Γουινέα αναφέρουν καθιζήσεις κατά μέσο όρο 10-15% του ύψους του επιχώματος. Ενώ μετά το σεισμό του San Fernando στην Καλιφόρνια αναφέρονται καθιζήσεις της τάξεως του 3-5% του ύψους του επιχώματος. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στο είδος των ακρόβαθρων, στο υλικό επίχωσης και στη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα.*

Μεγαλύτερες καθιζήσεις οφείλονται σε αστοχία του ακρόβαθρου είτε λόγω μεγάλων σεισμικών ωθήσεων γαιών είτε λόγω μεγάλων σεισμικών δυνάμεων που μεταφέρονται από την ανωδομή προς το έδαφος μέσω των ακρόβαθρων. Ορισμένα είδη ακρόβαθρων, όπως τα ακρόβαθρα χωρίς πτερυγότοιχους, είναι πιο ευάλωτα σε τέτοιες αστοχίες.

Εκτός ασυνήθιστων περιπτώσεων, η μέγιστη τιμή του δείκτη τρωτότητας ακρόβαθρων θα είναι ΔΤΑ=5.

Διαδικασία προσδιορισμού του δείκτη τρωτότητας ακρόβαθρων:

**Βήμα 1:** Εάν η γέφυρα ανήκει στη σεισμική κατηγορία (2), τότε ΔΤΑ=0.

**Βήμα 2:** Η καθίζηση του εδάφους επίχωσης (για συνήθη συμπίκνωση) εκτιμάται ως εξής:

- α. 1% του ύψους του εδάφους επίχωσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (II)
- β. 2% του ύψους του εδάφους επίχωσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (III)
- γ. 3% του ύψους του εδάφους επίχωσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (IV) ή πλησίον σεισμικού ρήγματος

Οι καθιζήσεις διπλασιάζονται όταν η γέφυρα βρίσκεται κοντά σε υδάτινα κωλύματα (γέφυρες ποταμών - χειμάρρων - τάφρων ή πλησίον σε λίμνες). Εάν η καθίζηση προκύπτει μεγαλύτερη των 15cm, η τιμή του δείκτη τρωτότητας είναι ΔΤΑ=5, διαφορετικά ΔΤΑ=0.

**Βήμα 3:** Σε γέφυρες κοντά σε ενεργά σεισμικά ρήγματα, με ακρόβαθρα που λειτουργούν σαν τοίχοι αντιστήριξης-πρόβολοι και το ύψος τους είναι μεγαλύτερο των

3m, τότε ο  $\Delta T_A=5$ . Εάν το σύνολο αυτών των συνθηκών δεν ισχύει, η τιμή του δείκτη είναι  $\Delta T_A=0$ , εκτός αν προκύπτουν μεγάλες τιμές καθιζήσεων σύμφωνα με το βήμα 2.

### **Γ. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους ( $\Delta T_P$ )**

Αν και υπάρχουν πολλά είδη αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης που μπορούν να προκαλέσουν ζημιές στη γέφυρα, το φαινόμενο της ρευστοποίησης του εδάφους είναι το πιο σημαντικό. Η εκτίμηση της τρωτότητας του εδάφους θεμελίωσης βασίζεται στα ακόλουθα:

- α. Πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους.
- β. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.
- γ. Εκτίμηση της τρωτότητας του φορέα της γέφυρας λόγω υπερβολικών μετατοπίσεων του εδάφους κατά τη ρευστοποίηση.

Το στατικό σύστημα της γέφυρας παίζει σημαντικό ρόλο στην απόκρισή της κατά τη ρευστοποίηση του εδάφους θεμελίωσης. Έχει παρατηρηθεί ότι γέφυρες με συνεχή φορέα ανωδομής μονολιθικά συνδεδεμένο με τα μεσόβαθρα και τα ακρόβαθρα συμπεριφέρονται ικανοποιητικά, δηλαδή παραμένουν σε λειτουργία, για υπερβολικές μετατοπίσεις του εδάφους θεμελίωσης λόγω ρευστοποίησής του. Αντίθετα γέφυρες χωρίς μονολιθική ανωδομή και με στοιχεία στήριξης που δεν διαθέτουν πλαστιμότητα, συνήθως παρουσιάζουν σημαντικές αστοχίες λόγω της ρευστοποίησης.

Λαμβάνοντας υπόψη τους παραπάνω παράγοντες, ο δείκτης τρωτότητας γέφυρας σε ρευστοποίηση εκτιμάται από την ακόλουθη διαδικασία:

#### **Βήμα 1: Εκτίμηση της πιθανότητας ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης.**

Θεωρείται ότι υπάρχει μεγάλη πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους όταν::

- α. Το έδαφος που αναλαμβάνει τα οριζόντια φορτία των πασσάλων και τα κατακόρυφα φορτία των πεδίων είναι λεπτόκοκκη άμμος ή αμμοίλυσ ή ιλύς με δείκτη πλαστιμότητας  $PI \approx 0$ , και εμφανίζεται υψηλός υδροφόρος ορίζοντας.
- β. Παρόμοιο είδος εδάφους αποτελεί τη βάση του επιχώματος στα ακρόβαθρα ή εμφανίζεται σε μεγαλύτερο βάθος σαν διαχωριστικό στρώμα, οπότε πιθανότατα προκαλεί αστοχία του επιχώματος.

Μέση πιθανότητα ρευστοποίησης εμφανίζεται όταν, σε γενικές γραμμές, το έδαφος είναι μέτριας πυκνότητας.

Μικρή πιθανότητα ρευστοποίησης σχετίζεται με εδάφη μεγάλης πυκνότητας.

#### **Βήμα 2: Εκτίμηση των αστοχιών λόγω ρευστοποίησης.**

Από τον Πίνακα 2 με γνωστή την πιθανότητα του εδάφους να ρευστοποιηθεί, καθορίζεται το μέγεθος των αστοχιών που αναμένονται.

Πιθανότητα Ρευστοποίησης του Εδάφους	Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας			
	I	II	III	IV ή κοντά σε ρήγμα
Μικρή	Μικρές	Μικρές	Μικρές	Μικρές
Μέση	Μικρές	Μέτριες	Αυξημένες	Σοβαρές
Μεγάλη	Μέτριες	Αυξημένες	Σοβαρές	Σοβαρές

Πίνακας 3: Εκτίμηση των αστοχιών

**Βήμα 3:** Γενικά, σε γέφυρες για τις οποίες ο Πίνακας 2 προβλέπει *σοβαρές* αστοχίες λόγω ρευστοποίησης, ο δείκτης τρωτότητας ρευστοποίησης λαμβάνει την τιμή  $\Delta TP=10$ . Η τιμή του  $\Delta TP$  μειώνεται σε 5 όταν πρόκειται για γέφυρα ενός ανοίγματος και με λοξότητα  $<20^\circ$ .

**Βήμα 4:** Σε γέφυρες για τις οποίες αναμένονται *αυξημένες* ζημιές, λαμβάνεται  $\Delta TP=10$ . Η τιμή του δείκτη επιτρέπεται να μειωθεί μεταξύ των τιμών 5 και 10 για γέφυρες ενός ανοίγματος με λοξότητα  $<40^\circ$  ή για γέφυρες πολλαπλών ανοιγμάτων με συνεχή φορέα ανωδομής και λοξότητα  $<20^\circ$ , με δεδομένο ότι ισχύει μία από τις παρακάτω ευνοϊκές προϋποθέσεις:

- Μεσόβαθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα μονολιθικά συνδεδεμένα με την ανωδομή που έχουν  $\Delta TY < 5$  και ύψος  $> 8.0$  m.
- Μεταλλικά μεσόβαθρα με ύψος  $> 8.0$  m.
- Μεσόβαθρα όχι μονολιθικά συνδεδεμένα με την ανωδομή με την προϋπόθεση ότι υπερβολικές μετατοπίσεις της υποδομής δεν προκαλούν προβλήματα ευστάθειας της γέφυρας.

**Βήμα 5:** Σε γέφυρες για τις οποίες αναμένονται *μέτριες* ζημιές, ο  $\Delta TP=5$ . Η τιμή αυτή αυξάνεται μεταξύ 6 και 10 όταν ο δείκτης τρωτότητας  $\Delta_1$  είναι μεγαλύτερος ή ίσος του 5.

**Βήμα 6:** Σε γέφυρες για τις οποίες αναμένονται *μικρές* ζημιές, λαμβάνεται  $\Delta TP=0$ .

### 3. 3.1.3 Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης ( X)

Ο δείκτης χρονολογίας μελέτης της γέφυρας είναι μεγάλης σημασίας διότι αξιολογεί την αξιοπιστία του κανονισμού με τον οποίο μελετήθηκε η γέφυρα σε σχέση με τον σύγχρονο κανονισμό γεφυρών που ισχύει στην Ελλάδα. Η εμπειρία από παλαιότερους σεισμούς έχει δείξει ότι η σεισμική απόκριση και οι αστοχίες μιας γέφυρας εξαρτώνται πρωτίστως από τη γενική φιλοσοφία σχεδιασμού του κανονισμού με τον οποίο σχεδιάστηκε η γέφυρα και από τις κατασκευαστικές διατάξεις που εφαρμόστηκαν

στην κατασκευή της. Στην Ελλάδα οι σημαντικές αλλαγές των αντισεισμικών κανονισμών τοποθετούνται στα έτη: 1959, 1984, 1995 (ΝΕΑΚ) και 1993 (Ε39/93). ( Βλ. Εισαγωγή).

Ο δείκτης  $X$  λαμβάνει τις παρακάτω τιμές ανάλογα με το έτος εκπόνησης της μελέτης.

Πριν το έτος 1986	= 10
Από 1986 έως και το έτος 1993	= 5
Μετά το 1993	= 0

#### **3.3.1.4 Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας (Γ)**

Ο μηχανικός που επισκέπτεται επί τόπου την γέφυρα αξιολογεί, σύμφωνα με την κρίση και εμπειρία του και λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω στοιχεία τη γενική κατάσταση της γέφυρας και προσδίδει την κατάλληλη τιμή στο δείκτη  $\Gamma$ :

- Εφέδρανα (γήρανση, παραμόρφωση, πληρότητα έδρασης, ρωγμές ελαστικού)
- Σεισμικοί σύνδεσμοι (αντοχή, κατάσταση, δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς)
- Επικάλυψη οπλισμών
- Δυνατότητα γεωμετρικής σεισμικής κίνησης του φορέα (εάν υπάρχουν ελεύθεροι αρμοί)
- Κατάσταση σκυροδέματος (οπτική αξιολόγηση)
- Σημαντική οριζόντια καμπυλότητα φορέα

Ο δείκτης  $\Gamma$  λαμβάνει τιμές από 0 έως 10 κατά την κρίση του μηχανικού.

Ενδεικτικά:

= 10	άσχημη γενική κατάσταση, πιθανότητα κατάρρευσης
= 5	μέτρια γενική κατάσταση
= 0	καλή γενική κατάσταση

#### **Συστάσεις για την αυτοψία των εφεδράνων**

Μετρούνται οι διαστάσεις του εφεδράνου ( $a \times b \times t$ ) και κατά το δυνατόν ο αριθμός των ελασμάτων που συνήθως είναι ευκρινής από την αλλοίωση του χρώματος. Από τα εξωτερικά αυτά στοιχεία είναι δυνατός ο εντοπισμός του εφεδράνου, εφόσον κατά παράδοση τα εφέδρανα ακολουθούσαν τους τύπους των γερμανικών κανονισμών.

Επί πλέον γίνεται ο οπτικός χαρακτηρισμός του εφεδράνου και κατατάσσεται σε μία κατηγορία (καλή, μέτρια, κακή). Κριτήρια για την κατάταξη είναι:

- η υφή της επιδερμίδας (φρέσκο ή ξερό ελαστικό)
- η παραμόρφωση του εφεδράνου
- η πληρότητα έδρασης (σήκωμα γωνιών)
- ενδεχόμενες ρωγμές του ελαστικού

Ακόμη ελέγχονται πολύ προσεκτικά οι επιφάνειες εδράσεως, δηλαδή το σκυρόδεμα του φορέα ή του βάθρου. Δεν αποκλείονται στα σημεία αυτά ρωγμές που μπορεί υπό σεισμικές δράσεις να οδηγήσουν σε βλάβες. Απόλυτα κρίσιμες είναι οι

αποστάσεις των παρυφών των εφεδράνων από τις παρυφές του σκυροδέματος. Προστίθεται επομένως ένα ακόμη κριτήριο κατάταξης, δηλαδή η ποιότητα έδρασης που μπορεί να είναι καλή, μέτρια, κακή.

Σημειώνεται πάντως ότι στα εφέδρανα 2<sup>ης</sup> γενιάς (ολόσωμα με ενσωματωμένα ελάσματα) δεν αναμένονται ακόμη βλάβες λόγω γήρανσης (αναμενόμενη διάρκεια ζωής μεγαλύτερη των 60 ετών). Πιθανό να εντοπισθούν βλάβες στα παλιά μονόφυλλα γαλλικά εφέδρανα τύπου Freyssinet.

### **3.3.1.5 Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ**

Ο δείκτης Δ προκύπτει από σχέση της μορφής:

$$\Delta = \lambda_1 \cdot \Delta_1 + \lambda_2 \cdot \Delta_2 + \lambda_3 \cdot X + \lambda_4 \cdot \Gamma$$

Αντίστοιχες μεθοδολογίες προσεισμικού ελέγχου γεφυρών έχουν καθορίσει τιμές των συντελεστών  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ,  $\lambda_3$  και  $\lambda_4$ . Για την προτεινόμενη μεθοδολογία υιοθετήθηκαν οι τιμές:  $\lambda_1=0.35$ ,  $\lambda_2=0.25$ ,  $\lambda_3=0.25$  και  $\lambda_4=0.15$ .

Επομένως ο δείκτης Δ προκύπτει από τη σχέση:

$$\Delta = 0.35 \cdot \Delta_1 + 0.25 \cdot \Delta_2 + 0.25 \cdot X + 0.15 \cdot \Gamma \leq 10$$

**Παρατήρηση:** Εάν  $\Delta_1 = \Delta_2 = 0$  τότε και  $\Delta = 0$ .

### **3.3.2 Δείκτης Σπουδαιότητας (Σ)**

#### **3.3.2.1 Παράμετροι του Δείκτη Σπουδαιότητας (Σ)**

Ο δείκτης σπουδαιότητας Σ εξαρτάται από έξι παραμέτρους με τις οποίες αξιολογείται η κοινωνική, οικονομική και στρατηγική σπουδαιότητα της γέφυρας.

##### **(i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)**

Λαμβάνει υπόψη το φόρτο κυκλοφορίας και επομένως το μέγεθος του κυκλοφοριακού προβλήματος που θα προκύψει εάν τεθεί εκτός λειτουργίας.

(όπου στον τιαρονομαστή τίθεται η μέγιστη τιμή ΜΗΚ(max) στην Ελλάδα)

$$\frac{ΜΗΚ}{ΜΗΚ(max)} * 10 \leq 10$$

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων επιλέγεται τιμή με βάση τα παρακάτω:

Μεγάλη κυκλοφορία = 10

Μεσαία κυκλοφορία = 5

Μικρή κυκλοφορία = 0

**(ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων επάνω από τη γέφυρα**

Αξιολογείται το μέγεθος του κυκλοφοριακού προβλήματος που θα προκύψει σε περίπτωση μη λειτουργίας της γέφυρας. Ορίζεται η μεταβλητή “μήκος παράκαμψης” (ΜΠ). Για το υπολογισμό του ΜΠ πρέπει να ληφθούν υπόψη ο προορισμός των οχημάτων που διέρχονται επάνω από τη γέφυρα, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα, καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού. Ο συντελεστής του μήκους παράκαμψης υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$\text{Εντός πόλης:} \quad \frac{ΜΠ}{2} * 10 \leq 10$$

$$\text{Εκτός πόλης:} \quad \frac{ΜΠ}{20} * 10 \leq 10$$

Όπου ΜΠ: το μήκος παράκαμψης σε km

**(iii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)**

Η παράμετρος αυτή αντιπροσωπεύει τη σπουδαιότητα του διασταυρούμενου στοιχείου (οδικός άξονας, σιδηροδρομική γραμμή, φυσικό εμπόδιο, κ.α.) που παρακάμπτεται από τη γέφυρα. Η τιμή της παραμέτρου εξαρτάται από τη μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα, και υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{ΜΗΚΚΓ}{ΜΗΚΚΓ(\text{max})} * 10 \leq 10$$

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων επιλέγεται τιμή με βάση τα παρακάτω:

Μεγάλη κυκλοφορία = 10  
Μεσαία κυκλοφορία = 5  
Μικρή κυκλοφορία = 0

**(iv) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων κάτω από τη γέφυρα**

Ορίζεται και εκτιμάται κατά αντιστοιχία με την προηγούμενη παράγραφο (ii). Στην περίπτωση που το διασταυρούμενο στοιχείο είναι σιδηροδρομική γραμμή τίθεται η τιμή 10. Στην περίπτωση που το διασταυρούμενο στοιχείο είναι πτόταμι τίθεται η τιμή 10 όταν η κατάρρευση της γέφυρας εντός του ποταμού εκτιμάται ότι θα προκαλέσει διακοπή της ροής και επομένως υπερχείλιση του ποταμού.

**(v) Ανθρώπινες απώλειες - υλικές καταστροφές.**

Η παράμετρος αυτή αντικατοπτρίζει τις απώλειες ανθρωπίνων ζωών, τις καταστροφές σε υποκείμενα κτίρια και τις οικονομικές ζημιές που θα προκύψουν από την κατάρρευση της γέφυρας. Το πλάτος της επηρεαζόμενης περιοχής κάτω από τη γέφυρα είναι ίσο με το διπλάσιο ύψος της γέφυρας συν το πλάτος του καταστρώματος.

Η τιμή της παραμέτρου ορίζεται ως εξής:

- = 10 Όταν κατοικίες, χώροι συνάθροισης κοινού, εμπορικές ή βιομηχανικές εγκαταστάσεις βρίσκονται εντός της επηρεαζόμενης περιοχής
- = 5 Όταν χώροι αποθήκευσης ή χώροι στάθμευσης βρίσκονται εντός της επηρεαζόμενης περιοχής.
- = 0 Άλλες χρήσεις.

Η περίπτωση που εντός της επηρεαζόμενης περιοχής βρίσκονται οδικοί ή σιδηροδρομικοί άξονες καλύπτεται από την προηγούμενη παράμετρο (iii).

#### (vi) Στρατηγική σημασία της γέφυρας.

Η παράμετρος αυτή εκφράζει τη σπουδαιότητα της γέφυρας και τον ρόλο της σε επίπεδο εθνικού δικτύου και στην εξυπηρέτηση στρατιωτικών οχημάτων σε περιόδους κρίσεως. Η τιμή της παραμέτρου ορίζεται κατά την εκτίμηση του μηχανικού σε 10 (μεγάλης στρατηγικής σημασίας γέφυρα) ή 0 (μικρής στρατηγικής σημασίας γέφυρα).

#### (vii) Δίκτυα επί της γέφυρας (Γραμμές ζωής)

Λαμβάνονται υπόψη οι συνέπειες από την αστοχία δικτύων που περνούν πάνω από τη γέφυρα στην περίπτωση υπερβολικών μετατοπίσεων αυτής. Τα είδη των δικτύων που εξετάζονται είναι:

- Ύδρευσης
- Αποχέτευσης
- Φυσικού αερίου

Μόνο δίκτυα με αγωγούς εσωτερικής διαμέτρου >100mm εξετάζονται σε αυτή την παράμετρο. Στην περίπτωση που κάποιο από τα προηγούμενα δίκτυα φέρεται πάνω στη γέφυρα, τότε η παράμετρος λαμβάνει την μέγιστη τιμή της (= 10). Παρόλα αυτά είναι πιθανό το δίκτυο να εξυπηρετεί μονάχα ένα μικρό πληθυσμό ανθρώπων. Στην περίπτωση αυτή είναι χρήσιμο να ελεγχθεί με τη βοήθεια των τοπικών αρχών εάν η προσωρινή αστοχία του δικτύου είναι κρίσιμη ή όχι και να ορίσουμε ανάλογα την τιμή της παραμέτρου.

- = 10 Ύπαρξη κρίσιμου δικτύου στη γέφυρα
- = 0 Μη ύπαρξη κρίσιμου δικτύου στη γέφυρα

#### 3.3.2.2 Υπολογισμός Δείκτη Σπουδαιότητας (Σ)

Σε κάθε μία από τις παραμέτρους αντιστοιχεί και ένας συντελεστής σημαντικότητας (βάρους) όπως φαίνεται παρακάτω.

<u>Παράμετρος</u>	<u>Συντελεστής Βάρους</u>
[i] x [ii] Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας X Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων πάνω από τη γέφυρα	0.50
[iii] x [iv] Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα X	

Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων κάτω από τη γέφυρα	0.10
[v] Ανθρώπινες απώλειες –υλικές καταστροφές	0.15
[vi] Στρατηγική σημασία της γέφυρας	0.15
[vii] Δίκτυα επί της γέφυρας (Γραμμές ζωής)	0.10

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας (Σ) προκύπτει από τη σχέση:

$$\Sigma = 0.50 * ([i] * [ii]) / 10 + 0.10 * ([iii] * [iv]) / 10 + 0.15 * [v] + 0.15 * [vi] + 0.10 * [vii] \leq 10$$

### 3.3.3 Δείκτης Σεισμικής Επικινδυνότητας (E)

Ο δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας προκύπτει από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση κατά NEAK, πολλαπλασιασμένη με ένα συντελεστή εδάφους, λαμβάνοντας έτσι υπόψη το ρόλο του εδάφους στην τροποποίηση της σεισμικής διέγερσης. Ο δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας (E) ορίζεται ως εξής:

$$E = 11.6 * \alpha * S \leq 10$$

Όπου:  $\alpha$  = Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ( ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας), ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας του NEAK.  
 $S$  = Συντελεστής που εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους και δίνεται στον Πίνακα 4.

Είδος Εδάφους	Συντελεστής S
A	1.10
B	1.50
Γ	1.80
Δ	2.40

Πίνακας 4.

Οι κατηγορίες εδάφους ορίζονται στον Πίνακα 2.5 του NEAK.

### 3.3.4 Υπολογισμός Δείκτη Σεισμικής Τρωτότητας Γέφυρας (T)

Όπως παρουσιάστηκε στην εισαγωγή της παραγράφου 3 ο δείκτης T υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4 * \Delta + 0.6 * \Sigma] * E \leq 100$$

**Παρατήρηση: Εάν  $\Delta=0$  τότε και  $T=0$ .**

### **3.4. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΒΑΘΜΟΥ ΠΡΟΤΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ**

Μετά το τέλος της διαδικασίας εκτίμησης του δείκτη σεισμικής τρωτότητας όλων των γεφυρών που είναι υποψήφιες για περαιτέρω έλεγχο, αυτές κατατάσσονται κατά φθίνοντα δείκτη σεισμικής τρωτότητας.

Η κατάταξη χρήζει περαιτέρω διεργασίας ώστε να συμπεριληφθούν στην εκτίμηση του βαθμού προτεραιότητας για περαιτέρω έλεγχο και οικονομικοί ή άλλοι παράγοντες.

### **3.5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- (1) E39/93, Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών.
- (2) ΝΕΑΚ, Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Αθήνα 1995.
- (3) Bridge Design Specifications Manual, State of California, Department of Transportation, December 1995.
- (4) Eurocode 8 – Earthquake Resistance Design of Structures, Part 1 – General Rules, Seismic Actions and General Requirements for Structures.
- (5) Eurocode 8 – Earthquake Resistance Design of Structures, Part 2 – Bridges.
- (6) Manual for Seismic Screening of Bridges, Revision 2, Transit - New Zealand, July 1998.
- (7) Seismic Assessment of New Zealand highway bridges: Development and Testing of Preliminary Screening Procedures, Transit New Zealand, Research Report No 58, 1996.
- (8) Priestley, M. J. N., F. Seible, and G. M. Calvi, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons, INC., New York, 1996.
- (9) Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, May 1995.
- (10) Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1992.
- (11) Proceedings of the first U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of bridges, Dec.1990, Public Works Research Institute, Tsukuba Science City, Japan.
- (12) Proceedings of the third U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for bridges, Technical Report NCEER-94-0009, 1994, Buffalo, New York 14261.

### **3.6 ΟΡΟΛΟΓΙΑ - ΛΕΞΙΚΟ**

Anchor bolts = Κοχλίες αγκύρωσης

Bridge seismic rank = Δείκτης σεισμικής τρωτότητας

Elastomeric bearing = Ελαστομερές ή ελαστομεταλλικό εφέδρανο

Expansion bearing = Κινητό εφέδρανο

Disintegration = Ρηγμάτωση

Fixed bearing = Σταθερό εφέδρανο

In-span hinge = Άρθρωση στο άνοιγμα

Keeper bars = Ράβδοι συνδέσεως

Pot bearing = Εφέδρανο σημειακού τύπου

Preliminary screening of bridges for detailed evaluation = Μεθοδολογία προσεισμικού ελέγχου γεφυρών

Priority index = Δείκτης προτεραιότητας

Restrainer bars = Ράβδοι περιορισμού μετατοπίσεων

Rocker bearing = Κινητό εφέδρανο με αποτετμημένο κύλινδρο

Roller bearing = Κινητό εφέδρανο κύλισης με κύλινδρο

Seismic hazard rating = Δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας

Seismic inventory of bridges = Έντυπο απογραφής γεφυρών

Seismic performance category = Σεισμική κατηγορία

Seismic retrofitting = Σεισμική ενίσχυση

Seismic rating system = Μεθοδολογία σεισμικής αξιολόγησης

Shear key = Διατμητικός τóρμος

Sliding bearing = Εφέδρανο ολίσθησης

Structural characteristics = Δομικά χαρακτηριστικά

Structural details = Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Support length = Μήκος έδρασης

Vulnerability rating = Δείκτης δομικής τρωτότητας

### **3.7 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ - ΣΤΑΔΙΟ Α**

#### **3.7.1 Περιγραφή των Γεφυρών Εφαρμογής της Μεθοδολογίας**

##### **1. ΓΕΦΥΡΑ ΚΟΛΟΚΥΝΘΟΥΣ**

Η ανωδομή αποτελείται από 4 προκατασκευασμένες κύριες δοκούς και επί τόπου σκυροδετημένο κατάστρωμα. Εγκάρσιες δοκοί υπάρχουν στο μέσο κάθε ανοίγματος και στις στηρίξεις. Η γέφυρα διαιρείται σε 11 αμφιέριστα ανοίγματα. Τα ανοίγματα έχουν μήκος 25.5m εκτός από το μεσαίο που είναι 31.5m. Οι κύριες δοκοί εδράζονται σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα (καλής κατάστασης) σε μονόστυλα μονόπακτα βάθρα κυκλικής διατομής ( $D=1.5m$ ). Επίσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα πραγματοποιείται η έδρασή τους και στα ακρόβαθρα. Η θεμελίωση όλων των στοιχείων της γέφυρας πραγματοποιείται με μεμονωμένα πέδιλα.

##### **2. ΓΕΦΥΡΑ ΣΤΗ Χ.Θ. 1+569,21 ΑΥΤ/ΜΟΥ ΑΘΗΝΩΝ-ΛΑΜΙΑΣ ΤΜΗΜΑ Κ. ΘΗΒΩΝ – ΥΛΙΚΗ (Α.Δ. ΟΔΟΥ Π1)**

###### **Εξετάζεται η Πρόταση (Γ):**

Η γέφυρα έχει τρία ανοίγματα: Το μεσαίο από προεντεταμένο σκυρόδεμα Β35 και τα ακραία από οπλισμένο σκυρόδεμα Β25. Ο φορέας της γέφυρας διαμορφώνεται με μορφή πολλαπλού κιβωτίου. Ο φορέας του μεσαίου ανοίγματος εδράζεται αξονικά στο μεσόβαθρο ενώ τα ακραία ανοίγματα εδράζονται έμμεσα, μέσω κοντού προβόλου στα άκρα του μεσαίου ανοίγματος. Τα μεσόβαθρα είναι μορφής τοιχώματος ορθογωνικής διατομής. Η θεμελίωση αποτελείται από σύστημα έγχυτων πασσάλων.

##### **3. ΓΕΦΥΡΑ ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗΣ ΚΗΦΙΣΟΥ ΜΕ ΙΕΡΑ ΟΔΟ**

Πρόκειται για γέφυρα ενός ανοίγματος με διαστάσεις: μήκος=25.2m, πλάτος=13.0m. Η ανωδομή αποτελείται από προκατασκευασμένες προεντεταμένες κύριες δοκούς και πλάκα σκυροδετημένη επί τόπου. Τοποθετούνται διαδοκίδες στις στηρίξεις και στα τέταρτα του ανοίγματος. Οι κύριες δοκοί εδράζονται μέσω εφεδράνων επί κεφαλόδεσμων οι οποίοι με τη σειρά τους εδράζονται επί πασσάλων ορθογωνικής διατομής 250x60cm. Τοποθετούνται 10 πάσσαλοι σε κάθε ακρόβαθρο της γέφυρας, οι οποίοι εκτείνονται σε βάθος μέχρι έμπηξης τουλάχιστον 2.00m στη συμπαγή μάργα. Η γέφυρα εμφανίζει λοξότητα  $\sim 32^\circ$ .

##### **4. ΓΕΦΥΡΑ ΚΑΙΣΑΡΙΑΝΗΣ – ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΟΣ ΥΜΗΤΟΥ**

Πρόκειται για γέφυρα τεσσάρων ανοιγμάτων (17.2+20.8+21.0+16.0m) με καμπύλη οριζοντιογραφία και έντονη λοξότητα  $\sim 60^\circ$ . Το μήκος της είναι 75m και το πλάτος της μεταβάλλεται από 17m στο αριστερό ακρόβαθρο έως 25m στο δεξιό ακρόβαθρο. Το κατάστρωμα μορφώνεται από δύο κύριες δοκούς (πλάτος=2.00m, ύψος=1.25m), πλάκα μεταβλητού πάχους μεταξύ των κυρίων δοκών και προβόλους στις εξωτερικές παρειές της γέφυρας. Οι κύριες δοκοί εδράζονται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων στα ακρόβαθρα και σε κυκλικά υποστυλώματα-βάθρα διαμέτρου 1.30m. Τα βάθρα θεμελιώνονται σε μεμονωμένα πέδιλα. Τα ύψη των

κυκλικών βάθρων ποικίλουν ως εξής: K1=5.5m, K2=5.5m, K3=5.73m, K4=5.85m, K5=5.79m, K6=5.85m. Τα ακρόβαθρα είναι αντηριδωτής μορφής με θεμελίωση των αντηρίδων σε πέδιλα..

#### **5. ΓΕΦΥΡΑ Χ.Θ. 8+193,60 ΑΥΤ/ΜΟΥ ΑΘΗΝΩΝ ΛΑΜΙΑΣ** **(ΤΜΗΜΑ ΜΠΟΓΙΑΤΙ – ΜΑΛΑΚΑΣΑ)**

Πρόκειται για ολόσωμη γέφυρα μορφής πλαισίου με πασσαλοστοιχίες και κατάστρωμα οπλισμένου σκυροδέματος. Το άνοιγμα της γέφυρας είναι 11.0m. Το μήκος των πασσάλων είναι 14.0m, το καθαρό ύψος της γέφυρας 5.50m, το πλάτος κάτω διάβασης 11.0m. Διάμετρος πασσάλων 1.00m και ύψος πλάκας καταστρώματος 0.90m. Η λοξότητα της γέφυρας είναι 14°. Τα υλικά κατασκευής είναι B15, διαμήκης οπλισμοί St42/50 και εγκάρσιοι οπλισμοί St22/34. Η μελέτη εκπονήθηκε το έτος 1983. Άνω της γέφυρας διέρχεται ο αυτοκινητόδρομος Αθηνών – Λαμίας. Η γέφυρα βρίσκεται σε περιοχή επίχωσης του αυτοκινητοδρόμου Αθηνών-Λαμίας.

#### **6<sup>α</sup>. ΓΕΦΥΡΕΣ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΥ ΚΟΜΒΟΥ Π.ΡΑΛΛΗ-ΘΗΒΩΝ-ΓΡ.ΛΑΜΠΡΑΚΗ -** **ΓΕΦΥΡΑ Νο2**

Η γέφυρα Νο2 του ανισόπεδου κόμβου Π.Ράλλη-Θηβών-Γρ.Λαμπράκη αποτελεί τμήμα του αριστερού κλάδου της Π. Ράλλη το οποίο διέρχεται άνω της Θηβών με κατεύθυνση των οχημάτων προς Πέραμα και Νίκαια. Πρόκειται για γέφυρα δύο ανοιγμάτων (?19.0+29.0m). Το πλάτος μεταβάλλεται από 17.0m στο ακρόβαθρο προς Αθήνα έως 37.0m στο ακρόβαθρο προς Νίκαια. Το κατάστρωμα αποτελείται από συνεχή πλάκα πάχους 1.40m με τετραγωνικά κενά και προένταση κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Το κατάστρωμα εδράζεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων τόσο στα ακρόβαθρα όσο και στα μεσόβαθρα. Το ακρόβαθρο προς Αθήνα είναι τοιχοειδούς μορφής με διαστάσεις 17.00/1.70m, ύψος 7.00m και έδραση σε 10 πασσάλους Φ100. Το ακρόβαθρο προς Νίκαια είναι επίσης τοιχοειδούς μορφής, με καμπύλη όμως κάτοψη, και διαστάσεις 37.00/1.70m, ύψος 6.00m και έδραση σε 22 πασσάλους Φ100. Το μεσόβαθρο αποτελείται από 5 κυκλικά υποστυλώματα Φ110, με ύψος 6.5m και έδραση σε 5 πασσάλους Φ120. Τα πλάτη έδρασης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα είναι 1.10m και 1.20m. Δεν παρέχεται εκγάρσια στήριξη του καταστρώματος με άλλη διάταξη πλέον των εφεδράνων.

#### **6<sup>β</sup>. ΓΕΦΥΡΕΣ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΥ ΚΟΜΒΟΥ Π.ΡΑΛΛΗ-ΘΗΒΩΝ-ΓΡ.ΛΑΜΠΡΑΚΗ -** **ΓΕΦΥΡΑ Νο3**

Η γέφυρα Νο3 του ανισόπεδου κόμβου Π.Ράλλη-Θηβών-Γρ.Λαμπράκη αποτελεί τμήμα του αριστερού κλάδου της Π. Ράλλη το οποίο διέρχεται άνω της Θηβών με κατεύθυνση των οχημάτων προς Αιγάλεω. Πρόκειται για καμπύλη γέφυρα έξι ανοιγμάτων (~7.04+4\*6.75+7.26m) και πλάτος 7.05m. Το κατάστρωμα αποτελείται από συμπαγή πλάκα πάχους 0.50m μονολιθικά κατασκευασμένη σε όλο το μήκος της γέφυρας. Το κατάστρωμα εδράζεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων τόσο στα ακρόβαθρα όσο και στα μεσόβαθρα. Το ακρόβαθρο προς Αθήνα είναι τοιχοειδούς μορφής με διαστάσεις 6.95/0.80m, ύψος 3.44m και έδραση μεμονωμένο θεμέλιο. Το ακρόβαθρο προς Αιγάλεω είναι επίσης τοιχοειδούς μορφής με διαστάσεις 6.95/0.80m, ύψος 2.60m και έδραση σε μεμονωμένο θεμέλιο. Τα μεσόβαθρα αποτελούνται από δύο κυκλικά υποστυλώματα διαμέτρου 0.60m και ύψους που μεταβάλλεται από 3.08m έως 3.77m. Τα δύο κυκλικά υποστυλώματα

Θεμελιώνονται σε κοινό θεμέλιο. Το πλάτος έδρασης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα είναι 0.55m. Δεν παρέχεται εκγάρσια στήριξη του καταστρώματος με άλλη διάταξη πλέον των εφεδράνων.

## 7. ΧΑΡΑΔΡΟΓΕΦΥΡΕΣ ΝΕΑΣ ΠΑΡΑΚΑΜΨΗΣ ΡΕΘΥΜΝΟΥ

Η γέφυρα έχει ολικό μήκος 158.0 m αποτελείται από 4 αμφιέριστα ανοίγματα(38.83-40.17-40.17-38.83 m). Η ανωδομή αποτελείται από 5 προκατασκευασμένες δοκούς από προεντεταμένο σκυρόδεμα B35, που συνδέονται μεταξύ τους με πλάκα καταστρώματος πάχους 0.12 m από σκυρόδεμα B25 και εκγάρσια προένταση στις θέσεις των διαδοκίδων (μεσαίας και ακραίων). Οι προκατασκευασμένες δοκοί εδράζονται στα βάθρα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Τα μεσόβαθρα αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα B25 και είναι διατομής κιβωτίου με διαστάσεις 4.00x5.60 m με πάχος τοιχώματος 0.50 m και 0.80 m για τα ακραία και το ενδιάμεσο μεσόβαθρο αντίστοιχα. Τα ύψη των μεσόβαθρων είναι  $h_{M1} = h_{M1'} = 25.0$  m και  $h_{M2} = 48.0$  m. Η κεφαλή του κορμού των βάθρων διαπλατύνεται για τη δημιουργία φορέα έδρασης των δοκών. Τα μεσόβαθρα M1 και M'1 θεμελιώνονται στις πλαγιές της χαράδρας σε 4 πασσάλους Φ120 το καθένα. Το μεσαίο βάθρο θεμελιώνεται με μεμονωμένο πέδιλο στην κοίτη του χειμάρου.

Τα ακρόβαθρα είναι συνήθη βάθρα βαρύτητας μικρού ύψους από οπλισμένο σκυρόδεμα B15 με έδρανα, θωράκια και πτερυγότοιχους από οπλισμένο σκυρόδεμα B25. Η θεμελίωση των ακρόβαθρων θα γίνει απευθείας στον ασβεστόλιθο.

Η γέφυρα βρίσκεται σε σεισμική ζώνη III του ΝΕΑΚ. Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Α (ασβεστόλιθοι, κροκαλοπαγή).





Γέφυρα Καισαριανής-Περιφερειακός Υμηττού



Γέφυρες Π.Ράλλη-Θηβών-Γρ.Λαμπράκη

### **3.7.2 Εντυπα Απογραφής**

## ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ

### ΓΕΝΙΚΑ:

Όνομα Γέφυρας: ΓΕΦΥΡΑ ΚΟΛΟΚΥΝΘΟΥΣ Α.Α. 1

Τοποθεσία: Διασταύρωση Λένορμαν με Κηφισό

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: 10000 Μήκος Παράκαμψης(\*): >2.0 km

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: 7000 Μήκος Παράκαμψης(\*): >2.0 km

Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ☒ Συνήθης ☐

Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ☒ Καμπύλη ☐

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Λοξότητα: Ορθή ☒ Λοξή ☐

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Αριθμός ανοιγμάτων: 11

Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 25.5+25.5+25.5+25.5+25.5+31.5+25.5+25.5+25.5+25.5+25.5

Τύπος: αμφιέριστα

Πλάτος: 8.70m

Χρήση Γέφυρας(\*): οδογέφυρα (Κηφισός άνω της Λένορμαν)

Ετος κατασκευής: 1986 (μελέτης)

Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Μορφολογία(\*): Κανονική ☒ Μή Κανονική ☐

Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΕΔΑΦΟΣ:

Εδαφική Επιτάχυνση: (II) 0.16g

Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Κατηγορία Εδάφους: Α ☐ Β ☒ Γ ☐ Δ ☐

Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη ☐ Μέτρια ☐ Μικρή ☒

### ΑΝΩΔΟΜΗ:

Υλικό και Τύπος: 4 προκατασκευασμένες κύριες δοκοί με επί τόπου σκυροδέτηση καταστρώματος

Αριθμός Ανοιγμάτων: 11

Συνεχής: Ναι ☐ Όχι ☒ Αριθμός Αρμών: 10 Εύρος Αρμών: \_\_\_\_\_

### ΕΦΕΔΡΑΝΑ:

Τύπος: ελαστομεταλλικά

Κατάσταση: καλή

Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης (Διαμήκης): \_\_\_\_\_

Πραγματικές Διαστάσεις Έδρασης: \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:

Υλικό και Τύπος: Μονόστυλα κυκλικά βάθρα (D=1.50m)

Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: 1

Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκης \_\_\_\_\_ Εγκάρσια \_\_\_\_\_

Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: 1.5m

Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: 1.5m

Ύψος: 5 μέτρα Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή άρθρωση Βάση πάκτωση

Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: \_\_\_\_\_

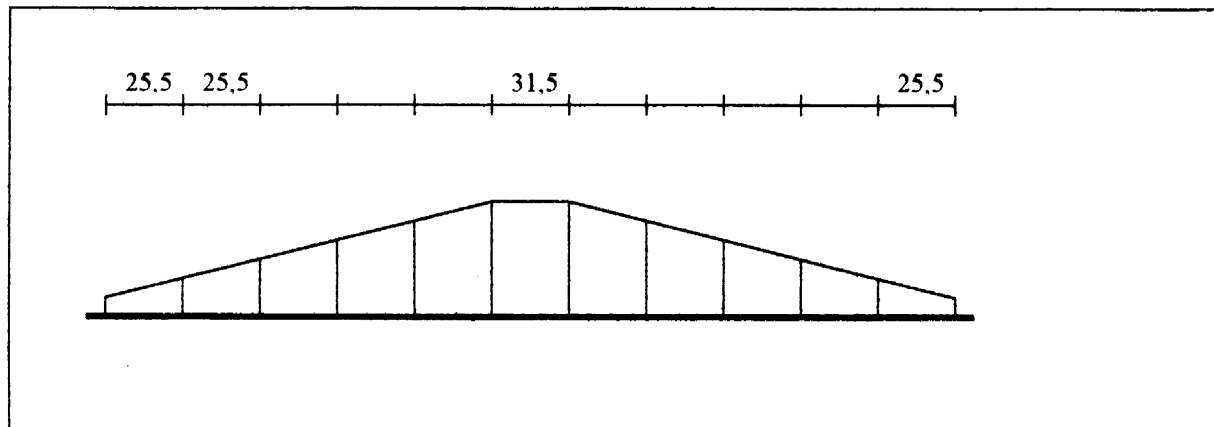
Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι ☐ Όχι ☒

Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι ☐ Όχι ☐

Τύπος Θεμελίωσης: μεμονωμένο πέδιλο

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**Τύπος : τοιχοειδούς μορφήςΥψος: 1.50 mΤύπος και Στοιχεία Θεμελίωσης: μεμονωμένο πέδιλοΤοποθεσία: Όρυγμα Επίχωμα ✓Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι ✓ Ανεξάρτητοι            Μήκος 2.0mΠλάκα Πρόσβασης: Ναι ✓ Όχι            Μήκος           

Σκαρίφημα :



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το “εμπόδιο” πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: “Σημαντικής σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . “Συνήθους σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ. οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους σπλισμούς.

## ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ

### ΓΕΝΙΚΑ:

Όνομα Γέφυρας: X.Θ. 1+569.21 ΑΥΤ/ΜΟΥ ΑΘΗΝΩΝ-ΛΑΜΙΑΣ Α.Α. 2  
 Τοποθεσία: Τμήμα Θηβών - Υλίκης, Άνω διάβαση οδού ΠΙ στη Χ.Θ. 88 ΧΛΜ

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: 500 Μήκος Παράκαμψης(\*): 5 km  
 Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: 20000 Μήκος Παράκαμψης(\*): 0.5 km  
 Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ☒ Συνήθης ☐  
 Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ☒ Καμπύλη ☐  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_  
 Λοξότητα: Ορθή ☒ Λοξή ☐  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_  
 Αριθμός ανοιγμάτων: 3  
 Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 11.85+33.37+11.85  
 Τύπος: \_\_\_\_\_  
 Πλάτος: 9μ  
 Χρήση Γέφυρας(\*): οδική  
 Έτος κατασκευής: 1992 (μελέτης)  
 Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι ☐ Όχι ☒  
 Μορφολογία(\*): Κανονική ☒ Μή Κανονική ☐  
 Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι ☐ Όχι ☒  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΕΔΑΦΟΣ:

Εδαφική Επιτάχυνση: (III) 0.24g  
 Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι ☐ Όχι ☒  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_  
 Κατηγορία Εδάφους: Α ☐ Β ☒ Γ ☐ Δ ☐  
 Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη ☐ Μέτρια ☐ Μικρή ☒

### ΑΝΩΔΟΜΗ:

Υλικό και Τύπος: Μορφής πολλαπλού κιβωτίου  
 Αριθμός Ανοιγμάτων: 3  
 Συνεχής: Ναι ☐ Όχι ☒ Αριθμός Αρμών: 2 αρθρώσεις Gerber Εύρος Αρμών: \_\_\_\_\_

### ΕΦΕΔΡΑΝΑ:

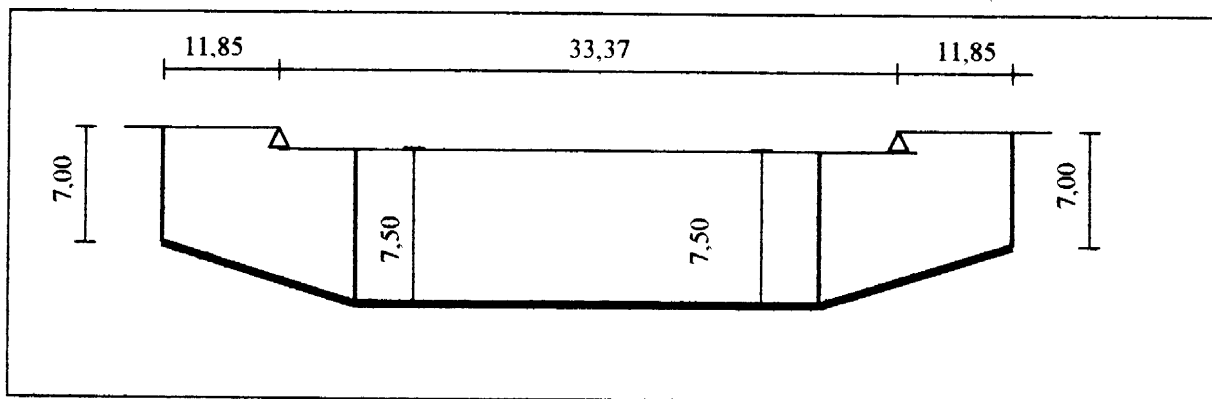
Τύπος: ελαστομεταλλικά  
 Κατάσταση: καλή  
 Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_  
 Συνθήκες Στήριξης (Διαμήκης): \_\_\_\_\_  
 Πραγματικές Διαστάσεις Έδρασης: \_\_\_\_\_  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:

Υλικό και Τύπος: τοιχοειδούς μορφής  
 Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: 1  
 Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκη ☐ Εγκάρσια ☐  
 Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: 6m  
 Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: 0.90m  
 Ύψος: 7.50m Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή πρόκλιση Βάση πρόκλιση  
 Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: \_\_\_\_\_  
 Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι ☐ Όχι ☐  
 Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι ☐ Όχι ☐  
 Τύπος Θεμελίωσης: με πασσάλους Φ100

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**Τύπος: τοιχοειδήΥψος: 7.50mΤύπος και Στοιχεία Θεμελίωσης: με πασσάλους Φ100Τοποθεσία: Όρυγμα Επίχωμα ✓Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι ✓ Ανεξάρτητοι        Μήκος       Πλάκα Πρόσβασης: Ναι ✓ Όχι        Μήκος       

Σκαρίφημα :



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το “εμπόδιο” πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: “Σημαντικής σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . “Συνήθους σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ: οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους σπλισμούς.

## ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ

### ΓΕΝΙΚΑ:

Όνομα Γέφυρας: ΓΕΦΥΡΑ ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗΣ ΚΗΦΙΣΟΥ ΜΕ ΙΕΡΑ ΟΔΟ Α.Α. 3

Τοποθεσία: Διασταύρωση Ιεράς Οδού με Κηφισό ποταμό

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: 10000 Μήκος Παράκαμψης(\*): >2.0 km

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: 0 Μήκος Παράκαμψης(\*): 0 km

Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ✓ Συνήθης       

Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ✓ Καμπύλη       

Παρατηρήσεις:       

Λοξότητα: Ορθή        Λοξή 32°

Παρατηρήσεις:       

Αριθμός ανοιγμάτων: 1

Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 25.2m

Τύπος: αμφιέριστη

Πλάτος: 13.0 m

Χρήση Γέφυρας(\*): οδική άνω του Κηφισου ποταμού

Ετος κατασκευής: 1986 (μελέτης)

Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι        Όχι ✓

Μορφολογία(\*): Κανονική ✓ Μή Κανονική       

Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι        Όχι ✓

Παρατηρήσεις:       

### ΕΔΑΦΟΣ:

Εδαφική Επιτάχυνση: (II) 0.16g

Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι        Όχι ✓

Παρατηρήσεις:       

Κατηγορία Εδάφους: Α        Β ✓ Γ        Δ       

Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη        Μέτρια        Μικρή ✓

### ΑΝΩΔΟΜΗ:

Υλικό και Τύπος: προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκοί με πλάκα σκυροδετημένη επί τόπου

Αριθμός Ανοιγμάτων: 1

Συνεχής: Ναι ✓ Όχι        Αριθμός Αρμών:        Εύρος Αρμών:       

### ΕΦΕΔΡΑΝΑ:

Τύπος: ελαστομεταλλικά

Κατάσταση: καλή

Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια):       

Συνθήκες Στήριξης(Διαμήκης):       

Πραγματικές Διαστάσεις Έδρας:       

Παρατηρήσεις:       

### ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:

Υλικό και Τύπος:       

Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρα:       

Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκη        Εγκάρσια       

Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής:       

Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής:       

Ύψος:        Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή        Βάση       

Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού:       

Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι        Όχι       

Εγκάρσιος Οπλισμός:        Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι        Όχι       

Τύπος Θεμελίωσης:

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**

Τύπος: κεφαλόδεσμοι πασσαλοδιαφραγμάτων 250x60cm ανά ακρόβαθρο

Ύψος: 6.0 m

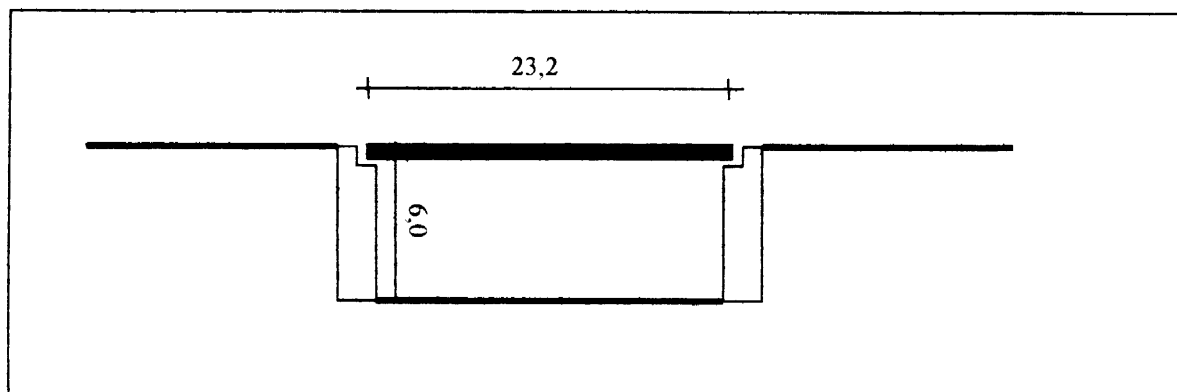
Τύπος και Στοιχεία Θεμελίωσης: 10 πασσαλοδιαφράγματα 250x60cm

Τοποθεσία: Όρυγμα Επίχωμα

Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι Ανεξάρτητοι Μήκος           

Πλάκα Πρόσβασης: Ναι ✓ Όχι Μήκος           

Σκαρίφημα :



*Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας*

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το “εμπόδιο” πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: “Σημαντικής σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . “Συνήθους σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ. οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Ύπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους σπλισμούς.

## ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ

### ΓΕΝΙΚΑ:

Όνομα Γέφυρας: ΓΕΦΥΡΑ ΚΑΙΣΑΡΙΑΝΗΣ ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΟΣ ΥΜΗΤΟΥ Α.Α. 4

Τοποθεσία: Στον περιφερειακό δακτύλιο προς την περιοχή Υμητού

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: 15000 Μήκος Παράκαμνης(\*): 0.5 km

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: 500 Μήκος Παράκαμνης(\*): >2.0 km

Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ☒ Συνήθης ☐

Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ☐ Καμπύλη ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Λοξότητα: Ορθή ☐ Λοξή 60°

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Αριθμός ανοιγμάτων: 4

Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 17.2+20.8+21.0+16.0

Τύπος: \_\_\_\_\_

Πλάτος: 17 – 25 m

Χρήση Γέφυρας(\*): Διέλευση περιφερειακού Υμητού άνω οδού προς Μονή Καισαριανής

Έτος κατασκευής: 1980 (μελέτης)

Σεισμικά ενισχυμένα(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Μορφολογία(\*): Κανονική ☐ Μή Κανονική ☒

Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΕΛΑΦΟΣ:

Εδαφική Επιτάχυνση: (II) 0.16g

Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Κατηγορία Εδάφους: Α ☒ Β ☐ Γ ☐ Δ ☐

Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη ☐ Μέτρια ☐ Μικρή ☒

### ΑΝΩΔΟΜΗ:

Υλικό και Τύπος: 2 κύριες δοκοί – συνεχής ανωδομή – έδραση με ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Αριθμός Ανοιγμάτων: 4

Συνεχής: Ναι ☒ Όχι ☐ Αριθμός Αρμών: \_\_\_\_\_ Εύρος Αρμών: \_\_\_\_\_

### ΕΦΕΔΡΑΝΑ:

Τύπος: ελαστομεταλλικά

Κατάσταση: πολύ καλή

Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης(Διαμήκης): \_\_\_\_\_

Πραγματικές Διαστάσεις Έδρασης: \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:

Υλικό και Τύπος: κυκλικά υποστυλώματα (D=1.30m)

Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: 2

Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκη μονόπακτα Εγκάρσια μονόπακτα

Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ύψος: 5.5-5.85m Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή άρθρωση Βάση πάκτωση

Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: max στη βάση 0.92%

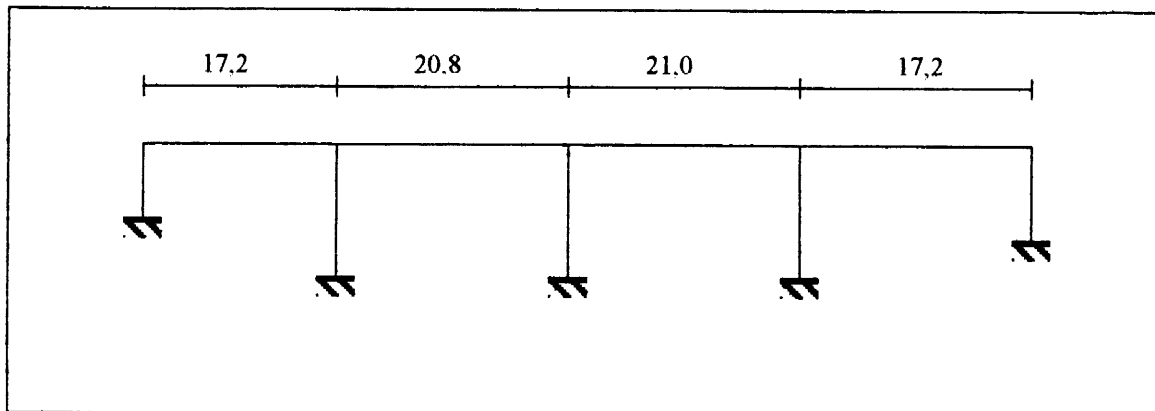
Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι ☒ Όχι ☐

Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι ☐ Όχι ☐

Τύπος Θεμελίωσης: μεμονωμένο πέδιλο

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**Τύπος : αντηριδωτής μορφήςΥψος: 12.0 mΤύπος και Στοιχεία Θεμελίωσης: θεμελίωση αντηρίδων σε πέδιλαΤοποθεσία: Όρυγμα Επίχωμα ✓Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι Ανεξάρτητοι ΜήκοςΠλάκα Πρόσβασης: Ναι ✓ Όχι Μήκος

Σκαρίφημα :



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το “εμπόδιο” πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: “Σημαντικής σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . “Συνήθους σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ: οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους οπλισμούς.

## ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ

### ΓΕΝΙΚΑ:

Όνομα Γέφυρας: X.Θ. 8+193,60 ΑΥΤ/ΜΟΥ ΑΘΗΝΩΝ-ΛΑΜΙΑΣ Α.Α. 5  
 Τοποθεσία: Μποριάτι

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: \_\_\_\_\_ Μήκος Παράκαμψης(\*):     km

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: \_\_\_\_\_ Μήκος Παράκαμψης(\*):     km

Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ✓ Συνήθης \_\_\_\_\_

Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ✓ Καμπύλη \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Λοξότητα: Ορθή \_\_\_\_\_ Λοξή 14°

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Αριθμός ανοιγμάτων: 1

Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 11.0 m

Τύπος: ολόσωμη μορφής πλαισίου με πασσαλοστοιχίες

Πλάτος: 36m

Χρήση Γέφυρας(\*): διέλευση εθνικής οδού άνω επαρχιακής

Ετος κατασκευής: 1986 (μελέτης)

Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι ✓

Μορφολογία(\*): Κανονική ✓ Μή Κανονική \_\_\_\_\_

Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΕΔΑΦΟΣ:

Εδαφική Επιτάχυνση: (II) 0.16g

Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι ✓

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Κατηγορία Εδάφους: Α \_\_\_\_\_ Β ✓ Γ \_\_\_\_\_ Δ \_\_\_\_\_

Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη \_\_\_\_\_ Μέτρια \_\_\_\_\_ Μικρή ✓

### ΑΝΩΔΟΜΗ:

Υλικό και Τύπος: πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 0.90 m

Αριθμός Ανοιγμάτων: 1 (πλαισιωτή λειτουργία)

Συνεχής: Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_ Αριθμός Αρμών: \_\_\_\_\_ Εύρος Αρμών: \_\_\_\_\_

### ΕΦΕΔΡΑΝΑ:

Τύπος: -----

Κατάσταση: \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης(Διαμήκης): \_\_\_\_\_

Πραγματικές Διαστάσεις Έδρας: \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:

Υλικό και Τύπος: -----

Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: \_\_\_\_\_

Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκη \_\_\_\_\_ Εγκάρσια \_\_\_\_\_

Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ύψος: \_\_\_\_\_ Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή \_\_\_\_\_ Βάση \_\_\_\_\_

Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: \_\_\_\_\_

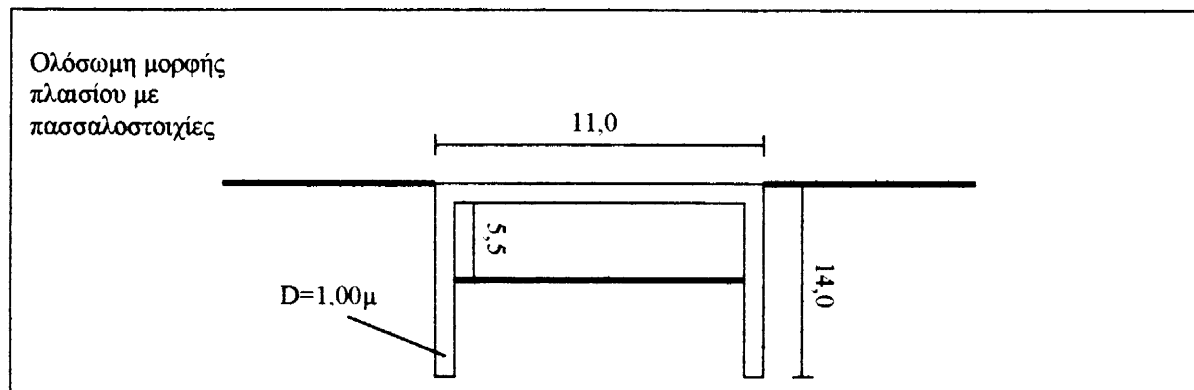
Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι \_\_\_\_\_ Όχι \_\_\_\_\_

Τύπος Θεμελίωσης: \_\_\_\_\_

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**Τύπος : πασσαλοστοιχίες με  $D=1.00m$ Υψος: μήκος πασσάλων 14.0 mΤύπος και Στοιχεία Θεμελίωσης: πασσαλοι  $\Phi 100$ Τοποθεσία: Όρυγμα Επίχωμα ✓Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι Ανεξάρτητοι Μήκος           Πλάκα Πρόσβασης: Ναι ✓ Όχι Μήκος           

Σκαρίφημα :



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το “εμπόδιο” πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: “Σημαντικής σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . “Συνήθους σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ: οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους οπλισμούς.

## **ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ**

### **ΓΕΝΙΚΑ:**

Όνομα Γέφυρας: Π. ΡΑΛΛΗ – ΘΗΒΩΝ – ΓΡ. ΛΑΜΠΡΑΚΗ – ΓΕΦΥΡΑ Νο 2 Α.Α. 6α  
 Τοποθεσία: Κόμβος Γ' Νεκροταφείου Αθηνών

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: 20000 Μήκος Παράκαμψης(\*): 0.5 km  
 Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: 10000 Μήκος Παράκαμψης(\*): 0.5 km  
 Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ☒ Συνήθης ☐  
 Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ☒ Καμπύλη ☐  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_  
 Λοξότητα: Ορθή ☒ Λοξή ☐  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_  
 Αριθμός ανοιγμάτων: 2  
 Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 19.0+29.0 m  
 Τύπος: συνεχής προεντεταμένη ανωδομή με ελαστομεταλλικά εφέδρανα  
 Πλάτος: 17 – 37 m  
 Χρήση Γέφυρας(\*): διέλευση αρ. κλάδου Π. Ράλλη άνω της Θηβών  
 Έτος κατασκευής: 1988 (μελέτης)  
 Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι ☐ Όχι ☒  
 Μορφολογία(\*): Κανονική ☐ Μή Κανονική ☐  
 Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι ☐ Όχι ☒  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### **ΕΔΑΦΟΣ:**

Εδαφική Επιτάχυνση: (II) 0.16 g  
 Ύπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι ☐ Όχι ☒  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_  
 Κατηγορία Εδάφους: Α ☐ Β ☒ Γ ☐ Δ ☐  
 Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη ☐ Μέτρια ☐ Μικρή ☒

### **ΑΝΩΔΟΜΗ:**

Υλικό και Τύπος: συνεχής προεντεταμένη πλάκα πάχους 1.40 m με τετραγωνικά κενά  
 Αριθμός Ανοιγμάτων: 2  
 Συνεχής: Ναι ☒ Όχι ☐ Αριθμός Αρμών: \_\_\_\_\_ Εύρος Αρμών: \_\_\_\_\_

### **ΕΦΕΔΡΑΝΑ:**

Τύπος: ελαστομεταλλικά  
 Κατάσταση: καλή  
 Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_  
 Συνθήκες Στήριξης (Διαμήκης): \_\_\_\_\_  
 Πραγματικές Διαστάσεις Έδρασης: \_\_\_\_\_  
 Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### **ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:**

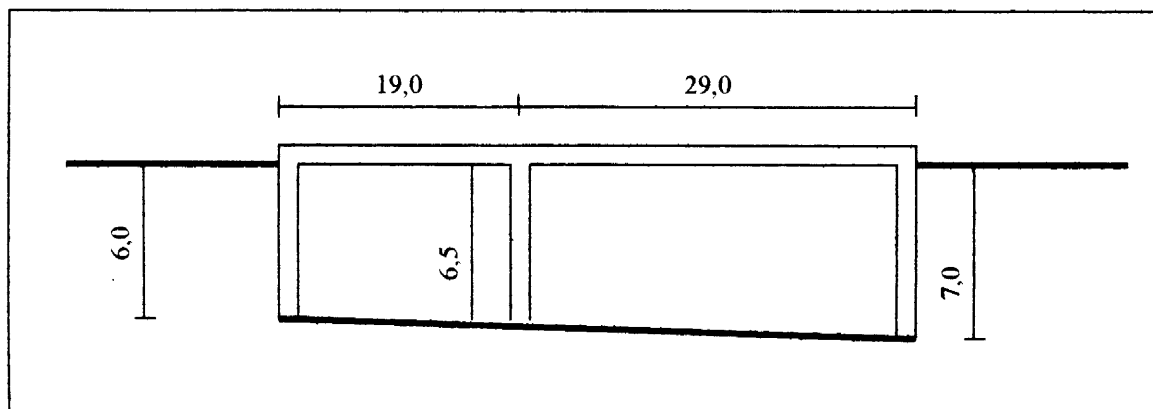
Υλικό και Τύπος: υποσυλώματα Φ110  
 Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: 5  
 Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκη μονόπακτα Εγκάρσια μονόπακτα  
 Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_  
 Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_  
 Ύψος: 6.50 m Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή άρθρωση Βάση πάκτωση  
 Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: \_\_\_\_\_  
 Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι ☐ Όχι ☐  
 Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι ☐ Όχι ☐  
 Τύπος Θεμελίωσης: 5 πάσσαλοι Φ120

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**Τύπος : τοιχοειδούς μορφήςΥψος: 6.0 και 7.5 m

Τύπος και Στοιχεία

Θεμελίωσης: 22 πάσσαλοι Φ100 και 10 πάσσαλοι Φ100 αντίστοιχαΤοποθεσία: Όρυγμα Επίχωμα ✓Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι          Ανεξάρτητοι          Μήκος         Πλάκα Πρόσβασης: Ναι ✓ Όχι          Μήκος         

Σκαρίφημα :



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το “εμπόδιο” πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: “Σημαντικής σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . “Συνήθους σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ: οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους οπλισμούς.

## ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ

### ΓΕΝΙΚΑ:

Όνομα Γέφυρας: Π. ΡΑΛΛΗ – ΘΗΒΩΝ – ΓΡ. ΛΑΜΠΡΑΚΗ – ΓΕΦΥΡΑ Νο 3 Α.Α. 6β

Τοποθεσία: Κόμβος Γ' Νεκροταφείου Αθηνών

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: 2000 Μήκος Παράκαμψης(\*): 1.5 km

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: 0 Μήκος Παράκαμψης(\*): 0 km

Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ☒ Συνήθης ☐

Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ☐ Καμπύλη ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Λοξότητα: Ορθή ☒ Λοξή ☐

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Αριθμός ανοιγμάτων: 6

Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 7.04+6.75+6.75+6.75+6.75+7.04

Τύπος: \_\_\_\_\_

Πλάτος: 7.05 m

Χρήση Γέφυρας(\*): διέλευση αρ. κλάδου Π. Ράλλη άνω της Θηβών

Ετος κατασκευής: 1987 (μελέτης)

Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Μορφολογία(\*): Κανονική ☐ Μή Κανονική ☐

Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΕΔΑΦΟΣ:

Εδαφική Επιτάχυνση: (II) 0.16 g

Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Κατηγορία Εδάφους: Α ☐ Β ☒ Γ ☐ Δ ☐

Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη ☐ Μέτρια ☐ Μικρή ☒

### ΑΝΩΔΟΜΗ:

Υλικό και Τύπος: συνεχής συμπαγής πλάκα πάχους 0.50 m

Αριθμός Ανοιγμάτων: 6

Συνεχής: Ναι ☒ Όχι ☐ Αριθμός Αρμών: \_\_\_\_\_ Εύρος Αρμών: \_\_\_\_\_

### ΕΦΕΔΡΑΝΑ:

Τύπος: ελαστομεταλλικά

Κατάσταση: καλή

Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης(Διαμήκης): \_\_\_\_\_

Πραγματικές Διαστάσεις Έδρασης: \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:

Υλικό και Τύπος: κυκλικά υποστυλώματα Φ60

Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: 2

Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκη μονόπακτα Εγκάρσια μονόπακτα

Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: \_\_\_\_\_

Ύψος: 3.08-3.77 Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή άρθρωση Βάση πάκτωση

Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: \_\_\_\_\_

Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι ☐ Όχι ☐

Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι ☐ Όχι ☐

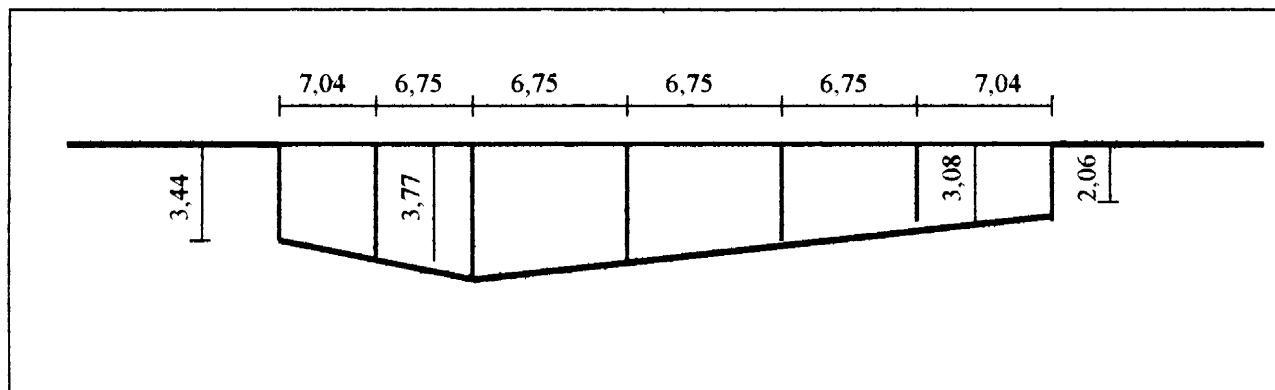
Τύπος Θεμελίωσης: θεμελίωση των υποστυλωμάτων κάθε βάθρου σε κοινό πέδιλο

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**Τύπος: τοιχοειδούς μορφήςΥψος: 3.44 και 2.06 m

Τύπος και Στοιχεία

Θεμελίωσης: μεμονωμένο πέδιλοΤοποθεσία: Όρυγμα Επίχωμα ☒Πτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι Ανεξάρτητοι ΜήκοςΠλάκα Πρόσβασης: Ναι ☒ Όχι Μήκος

Σκαρίφημα :



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το "εμπόδιο" πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: "Σημαντικής σπουδαιότητας" γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . "Συνήθους σπουδαιότητας" γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ: οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους οπλισμούς.

## ΕΝΤΥΠΟ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΑΣ

### ΓΕΝΙΚΑ:

Όνομα Γέφυρας: ΧΑΡΑΔΡΟΓΕΦΥΡΑ ΝΕΑΣ ΠΑΡΑΚΑΜΨΗΣ ΡΕΘΥΜΝΟΥ Α.Α. 7  
 Τοποθεσία: Στην έξοδο της πόλης του Ρεθύμνου στην Ε.Ο. Ηρακλείου Χανίων

Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Επί Της Γέφυρας: 7000 Μήκος Παράκαμψης(\*): 5.0 km  
 Μέση Ημερήσια Κυκλοφορία Κάτω Από την Γέφυρα: 0 Μήκος Παράκαμψης(\*): 0 km  
 Σπουδαιότητα Γέφυρας(\*): Σημαντική ☒ Συνήθης ☐  
 Γεωμετρική Χάραξη Άξονα: Ευθύγραμμη ☒ Καμπύλη ☐

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Λοξότητα: Ορθή ☒ Λοξή ☐

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Αριθμός ανοιγμάτων: 4

Διαστάσεις ανοιγμάτων ( σκαρίφημα ): 40.0+40.0+40.0+40.0

Τύπος: χαραδρογέφυρα με αμφιέριστες προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς

Πλάτος: 10m

Χρήση Γέφυρας(\*): οδική χαραδρογέφυρα

Ετος κατασκευής: 1985 (μελέτης)

Σεισμικά ενισχυμένη(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Μορφολογία(\*): Κανονική ☐ Μή Κανονική ☐

Δίκτυα Επί Της Γέφυρας: Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΕΔΑΦΟΣ:

Εδαφική Επιτάχυνση: (III) 0.24 g

Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων(\*): Ναι ☐ Όχι ☒

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

Κατηγορία Εδάφους: Α ☒ Β ☐ Γ ☐ Δ ☐

Πιθανότητα Ρευστοποίησης: Μεγάλη ☐ Μέτρια ☐ Μικρή ☒

### ΑΝΩΔΟΜΗ:

Υλικό και Τύπος: 5 αμφιέριστες προκατασκευασμένες προεντεταμένες κύριες δοκοί

Αριθμός Ανοιγμάτων: 4

Συνεχής: Ναι ☐ Όχι ☒ Αριθμός Αρμών: 3 Εύρος Αρμών: \_\_\_\_\_

### ΕΦΕΔΡΑΝΑ:

Τύπος: ελαστομεταλλικά

Κατάσταση: Σχετικά καλή

Συνθήκες Στήριξης (Εγκάρσια): \_\_\_\_\_

Συνθήκες Στήριξης(Διαμήκης): \_\_\_\_\_

Πραγματικές Διαστάσεις Έδρασης: \_\_\_\_\_

Παρατηρήσεις: \_\_\_\_\_

### ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ:

Υλικό και Τύπος: μονόστυλα κιβωτοειδούς διατομής

Αριθμός Υποστυλωμάτων/Μεσόβαθρο: 1

Βαθμός Πλαισιακής Λειτουργίας: Διαμήκη μονόπακτα Εγκάρσια μονόπακτα

Ελάχιστη εγκάρσια διάσταση διατομής: 5.60 m. με d=0.50, d=0.80 (κεντρικό βάθρο)

Ελάχιστη διαμήκης διάσταση διατομής: 4.0m

Ύψος: 25μ και 48 m Συνθήκη Στήριξης: Κορυφή άρθρωση Βάση πάκτωση

Ποσοστό Διαμήκους Οπλισμού: \_\_\_\_\_

Ενώσεις Διαμήκους Οπλισμού (Κρίσιμες Περιοχές): Ναι ☐ Όχι ☐

Εγκάρσιος Οπλισμός: \_\_\_\_\_ Τήρηση Κατασκευαστικών Διατάξεων(\*): Ναι ☐ Όχι ☐

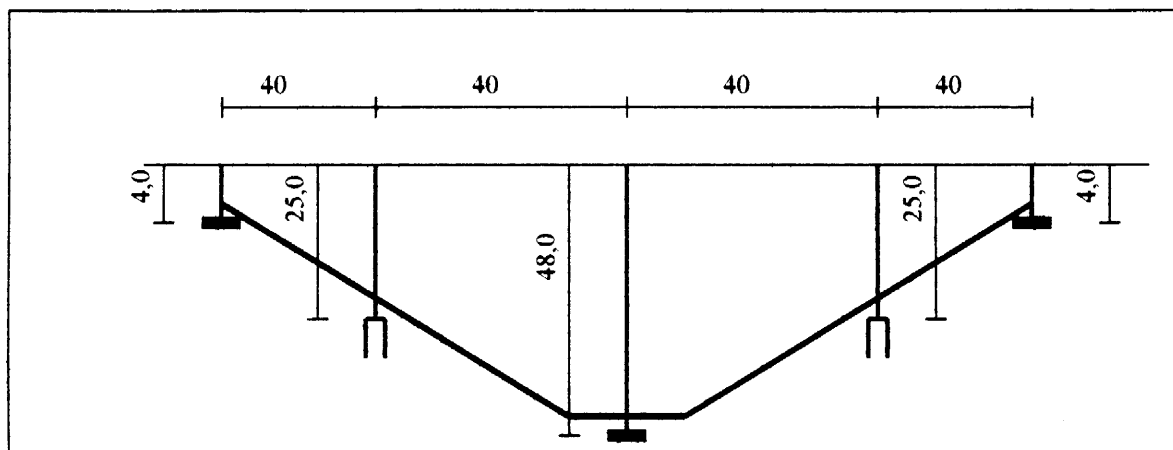
Τύπος Θεμελίωσης: σε πασσάλους εκτός του μεσαίου μεσόβαθρου που θεμελιώνεται σε πέδιλο

**ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ:**Τύπος : βαρύτητας μικρού ύψουςΥψος: 4.0 m

Τύπος και Στοιχεία

Θεμελίωσης: μεμονωμένο πέδιλοΤοποθεσία: Όρυγμα ΕπίχωμαΠτερυγότοιχοι: Μονολιθικά Συνδεδεμένοι                      Ανεξάρτητοι                      Μήκος                     Πλάκα Πρόσβασης: Ναι ✓ Όχι                      Μήκος                     

Σκαρίφημα :



Σχήμα 2: Έντυπο Απογραφής Γέφυρας

**ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ ΟΡΩΝ ΤΟΥ ΕΝΤΥΠΟΥ ΑΠΟΓΡΑΦΗΣ:**

**Μήκος παράκαμψης:** Ορίζεται το μήκος της εναλλακτικής διαδρομής που πρέπει να ακολουθηθεί, ώστε να παρακαμφθεί το “εμπόδιο” πάνω από το οποίο διέρχεται η γέφυρα. Για την επιλογή της Παράκαμψης πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις διακοπής της λειτουργίας της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού, η κατάσταση της οδού παράκαμψης και εάν αυτή είναι ικανή να εξυπηρετήσει πλήρως τα πρόσθετα οχήματα καθώς και η πιθανότητα η οδός παράκαμψης να τεθεί και αυτή εκτός λειτουργίας λόγω του σεισμού.

**Σπουδαιότητα Γέφυρας:**

Ο ορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας της γέφυρας γίνεται με βάση την παράγραφο 2.2 της Ε39/93: “Σημαντικής σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 > 1.0$ . “Συνήθους σπουδαιότητας” γέφυρες είναι αυτές στις οποίες αντιστοιχεί  $\gamma_1 \leq 1.0$ .

**Χρήση Γέφυρας:** Θα αναφέρεται η χρήση του καταστρώματος καθώς και το διασταυρούμενο στοιχείο, πχ. οδογέφυρα πάνω από ποτάμι.

**Σεισμικά Ενισχυμένη:** Θα καταγράφεται εάν η γέφυρα έχει ενισχυθεί για σεισμό μετά την κατασκευή της και θα ακολουθεί περιγραφή του είδους των ενισχύσεων.

**Μορφολογία:** Σύμφωνα με την παράγραφο 3.1 της Ε39/93 και κατά την εκτίμηση του ασκούντος την απογραφή.

**Υπαρξη Ενεργών Ρηγμάτων:** Κατάλληλοι χάρτες με τις απαιτούμενες πληροφορίες μπορούν να αναζητηθούν από αρμόδιους φορείς (Ι.Γ.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π., κλπ).

**Τήρηση των Κατασκευαστικών Διατάξεων:** Όσον αφορά στους εγκάρσιους σπλισμούς.

### **3.7.3 Παραδείγματα**

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

### 1. ΓΕΦΥΡΑ ΚΟΛΟΚΥΝΘΟΥΣ

#### 1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

Η ανωδομή αποτελείται από 4 προκατασκευασμένες κύριες δοκούς και επί τόπου σκυροδετημένο κατάστρωμα. Εγκάρσιες δοκοί υπάρχουν στο μέσο κάθε ανοίγματος και στις στηρίξεις. Η γέφυρα διαιρείται σε 11 αμφιέριστα ανοίγματα. Τα ανοίγματα έχουν μήκος 25.5m εκτός από το μεσαίο που είναι 31.5m. Οι κύριες δοκοί εδράζονται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων (καλής κατάστασης) σε μονόστυλα μονόπακτα βάθρα κυκλικής διατομής ( $D=1.5m$ ). Επίσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα πραγματοποιείται η έδραση των δοκών και στα ακρόβαθρα. Η θεμελίωση όλων των στοιχείων της γέφυρας πραγματοποιείται με μεμονωμένα πέδιλα.

#### 2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας = II ( $A=0.16$ )  
Σπουδαιότητα γέφυρας = Σημαντική

Η γέφυρα κατατάσσεται στη σεισμική κατηγορία (3)

#### 3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ( $\Delta$ )

##### A. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων, $\Delta_1$

Βήμα 1: Το κατάστρωμα δεν είναι συνεχές σε όλο το μήκος του λόγω ύπαρξης των αρμών (11 αμφιέριστα ανοίγματα) και επομένως απαιτείται λεπτομερής αξιολόγηση τρωτότητας των στηρίξεων της.

Βήμα 2: Δεν υπάρχουν διατμητικοί τóρμοι στήριξης στην εγκάρσια διεύθυνση. Θεωρείται ότι οι αγκυρώσεις των εφεδράνων αστοχούν, χωρίς να προκαλέσουν κατάρρευση της γέφυρας, γεγονός που εξασφαλίζεται από τις 4 κύριες δοκούς που εδράζονται σε κοινό βάθρο και την ύπαρξη εγκάρσιας δοκού. Ο δείκτης τρωτότητας λαμβάνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=5$ .

Βήμα 3: Έλεγχος στη διαμήκη διεύθυνση. Υπολογίζεται το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος έδρασης.

$L=31.5m$  (μέγιστο άνοιγμα)

$H=5.0m$  (ύψος μεσόβαθρου A8)

$s=0^\circ$

$$\begin{aligned} \text{Επομένως: } C &= (400+2.5L+10H) \times (1+s^2/8000) = \\ &= (400+2.5 \times 31.5+10 \times 5.0) \times (1+0) = \\ &= 528.75mm \approx 53cm \end{aligned}$$

Από επί τόπου μετρήσεις το ελάχιστο πλάτος έδρασης σε μεσόβαθρο του κεντρικού ανοίγματος είναι  $L_E=44cm$ .

$$\frac{L_E}{C} = \frac{44}{53} = 0.83 > 0.50$$

Συνεπώς προκύπτει ότι  $\Delta_{ΔΙΑ}=5$ .

Βήμα 4:

$$\Delta_1 = \max(\Delta_{\text{ΕΓΚ}}, \Delta_{\text{ΔΙΑ}}) = \max(5, 5) = 5$$

**Β. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης Εδάφους,  $\Delta_2$ .****B1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων,  $\Delta_{\text{TM}}$** 

(Τα παρακάτω βήματα εφαρμόζονται για το μεσόβαθρο A8)

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Για μονόστυλα μονόπακτα βάθρα η σχέση (3.1β) δεν εφαρμόζεται και τίθεται  $\Delta_{\text{TM}}=10$ .

Βήμα 3: Οι αγκυρώσεις και ενώσεις οπλισμών δεν πραγματοποιούνται στη βάση του βάθρου όπου και είναι πιθανός ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης. Άρα  $\Delta_{\text{TM}}=0$

Βήμα 4: Δεν υπάρχει μικροζωνική μελέτη, άρα  $\Delta_{\text{TM}}=0$

Τελικά προκύπτει ότι  $\Delta_{\text{TM}}=10$

**B2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων,  $\Delta_{\text{TA}}$** 

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι (κοντά στον Κηφισό ποταμό):

$$\delta_z = 2 \cdot 1.0\% \cdot H = 2 \cdot 1.0\% \cdot 1.5\text{m} = 3.0\text{cm} < 15\text{cm}$$

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Τελικά προκύπτει  $\Delta_{\text{TA}}=0$

**B3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης,  $\Delta_{\text{TP}}$** 

Βήμα 1: Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Β του ΝΕΑΚ. Επομένως η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

Βήμα 2: Αναμένονται μικρές αστοχίες.

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 4: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 5: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 6:  $\Delta TP=0$

Τελικά προκύπτει  $\Delta TP=0$

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες  $\Delta TM$ ,  $\Delta TA$ ,  $\Delta TP$  προκύπτει ο  $\Delta_2$  και είναι:  
 $\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP = 10 + 0 + 0 = 10$

Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, Χ.

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε πριν το 1986, επομένως  $X=10$ .

Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ.

Η κατάσταση των εφεδράνων χαρακτηρίζεται ως "καλή" όπως επίσης και η ποιότητα έδρασης αυτών. Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως καλή. Επομένως  $\Gamma=0$ .

Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας προκύπτει

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.35 \cdot \Delta_1 + 0.25 \cdot \Delta_2 + 0.25 \cdot X + 0.15 \cdot \Gamma = \\ &= 0.35 \cdot 5 + 0.25 \cdot 10 + 0.25 \cdot 10 + 0.15 \cdot 0 = \\ &= 6.75\end{aligned}$$

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:

$$\Delta=6.75.$$

#### 4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ( $\Sigma$ )

(i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)  
 Τίθεται η τιμή  $MHK=10000$  και  $MHK(max)=20000$ .

$$= \frac{10000}{20000} \cdot 10 = 5$$

(ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων πάνω από τη γέφυρα

Θεωρείται ότι το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται πάνω από τη γέφυρα δεν είναι  $>2.0\text{km}$  (θεωρείται  $MΠΠ(max)=2.0\text{ km}$ ). Τίθεται όμως η τιμή 8 λόγω της μεγάλης σημασίας του οδικού άξονα της λεωφόρου Κηφισού που διέρχεται πάνω από τη γέφυρα και της δυσκολίας των οδών παραπλεύρως της γέφυρας να εξυπηρετήσουν τον φόρτο κυκλοφορίας της λεωφόρου Κηφισού (συνήθως μεγάλα φορτηγά).

(iii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)  
 Τίθεται  $MHKΚΓ=7000$  και  $MHKΚΓ(max)=20000$ .

$$= \frac{7000}{20000} \cdot 10 = 3.5$$

- (iv) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων κάτω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται επί της Λένορμαν πάνω από τον Κηφισό ποταμό είναι  $>2.0\text{km}$  (θεωρείται  $\text{ΜΠΠ}(\text{max})=2.0\text{ km}$ ). Επομένως τίθεται η τιμή 10.

- (v) Ανθρώπινες απώλειες – υλικές καταστροφές

Υπαρξη βιομηχανικών και εμπορικών εγκαταστάσεων εκατέρωθεν της γέφυρας εντός της επηρεαζόμενης περιοχής. Η επηρεαζόμενη περιοχή εκτείνεται εκατέρωθεν του άξονα της γέφυρας και έχει πλάτος ίσο με δύο φορές το ύψος της γέφυρας συν το πλάτος του καταστρώματος, δηλαδή  $2 \cdot 6.0 + 8.20 = 20.20\text{m}$ .

Επομένως τίθεται η τιμή 10.

- (vi) Στρατηγική σημασία της γέφυρας

Τίθεται η τιμή 9.

- (vii) Δίκτυα επί της γέφυρας (γραμμές ζωής)

Δεν υπάρχουν δίκτυα επί της γέφυρας επομένως τίθεται η τιμή 0.

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$\begin{aligned}\Sigma &= 0.50 \cdot ([i] \cdot [ii]) / 10 + 0.10 \cdot ([iii] \cdot [iv]) / 10 + 0.15 \cdot [v] + 0.15 \cdot [vi] + 0.10 \cdot [vii] = \\ &= 0.50 \cdot (5 \cdot 8) / 10 + 0.10 \cdot (3.5 \cdot 10) / 10 + 0.15 \cdot 10 + 0.15 \cdot 9 + 0.10 \cdot 0 = \\ &= 2.00 + 0.35 + 1.5 + 1.35 + 0 = 5.20\end{aligned}$$

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας  $\Sigma$  είναι:

$$\Sigma = 5.20$$

#### 5. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (E)

Για  $A=0.16$  και έδαφος τύπου B έχουμε ότι  $E=11.6 \cdot 0.16 \cdot 1.50=2.78$

Ωστε  **$E=2.78$**

#### 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (T)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) της γέφυρας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4 \cdot \Delta + 0.6 \cdot \Sigma] \cdot E = [0.4 \cdot 6.75 + 0.6 \cdot 5.20] \cdot 2.78 = 16.18$$

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ $T = 16.18$
--

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

### 2. ΓΕΦΥΡΑ ΣΤΗ Χ.Θ. 1+569,21 ΑΥΤ/ΜΟΥ ΑΘΗΝΩΝ-ΛΑΜΙΑΣ ΤΜΗΜΑ Κ. ΘΗΒΩΝ – ΥΛΙΚΗ (Α.Δ. ΟΔΟΥ Π1)

#### 1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

##### Εξετάζεται η Πρόταση (Γ):

Η γέφυρα έχει τρία ανοίγματα: Το μεσαίο από προεντεταμένο σκυρόδεμα Β35 και τα ακραία από οπλισμένο σκυρόδεμα Β25. Ο φορέας της γέφυρας διαμορφώνεται με μορφή πολλαπλού κιβωτίου. Ο φορέας του μεσαίου ανοίγματος εδράζεται αξονικά στο μεσόβαθρο ενώ τα ακραία ανοίγματα εδράζονται έμμεσα, μέσω κοντού προβόλου στα άκρα του μεσαίου ανοίγματος. Τα μεσόβαθρα είναι μορφής τοιχώματος ορθογωνικής διατομής. Η θεμελίωση αποτελείται από σύστημα έγχυτων πασσάλων. Το ύψος επίχωσης στα ακρόβαθρα είναι 7.50 m. Σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη το έδαφος κατατάσσεται στην κατηγορία Β του ΝΕΑΚ.

#### 2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας περιοχής Θηβών = III ( $A=0.24$ )  
Σπουδαιότητα γέφυρας = Σημαντική (γέφυρα εθνικής οδού Αθηνών-Θεσσαλονίκης)

Από τον Πίνακα 1 προκύπτει ότι η γέφυρα ανήκει στη σεισμική κατηγορία (3).

#### 3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ( $\Delta$ )

##### Α. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων, $\Delta_1$

Βήμα 1: Το κατάστρωμα δεν είναι συνεχές σε όλο το μήκος του λόγω ύπαρξης των αρμών και επομένως απαιτείται λεπτομερής αξιολόγηση τρωτότητας των στηρίξεών της.

Βήμα 2: Δεν υπάρχουν διατμητικοί τόρμοι στήριξης στην εγκάρσια διεύθυνση. Θεωρείται ότι οι αγκυρώσεις των εφεδράνων αστοχούν [γέφυρα σεισμικής κατηγορίας (3)], χωρίς να προκαλέσουν κατάρρευση της γέφυρας, γεγονός που εξασφαλίζεται από την έδραση των κυρίων δοκών σε κοινό βάθρο. Ο δείκτης τρωτότητας λαμβάνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=5$ .

Βήμα 3: Έλεγχος στη διαμήκη διεύθυνση. Υπολογίζεται το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος έδρασης.

1) Μήκος έδρασης στα ακρόβαθρα

$$L=11.85\text{m (ακραίο τμήμα καταστρώματος)}$$

$$H=7.50\text{m (ύψος ακρόβαθρου)}$$

$$S = 0^\circ$$

$$\begin{aligned}\text{Επομένως: } C &= (400+2.5L+10H) \times (1+s^2/8000)= \\ &= (400+2.5 \cdot 11.85+10 \cdot 7.50) \times (1+0)= \\ &= 504\text{mm} \approx 51\text{cm}\end{aligned}$$

Από το σχέδιο, το πλάτος έδρασης στα ακρόβαθρα είναι  $L_E=90\text{cm}$ .

$$\frac{L_E}{C} = \frac{90}{51} = 1.76 > 1.00$$

II) Μήκος έδρασης στους αρμούς των ακραίων ανοιγμάτων

$L=L_1+L_2=33.37+11.85=45.22\text{m}$  (άθροισμα τμημάτων φορέα εκατέρωθεν του αρμού)

$H=(6.50+7.50)/2=7.00\text{m}$  (μέσο ύψος μεσόβαθρου και ακρόβαθρου)

$s = 0^\circ$

$$\begin{aligned} \text{Επομένως: } C &= (400+2.5L+10H) \times (1+s^2/8000) = \\ &= (400+2.5 \cdot 45.22+10 \cdot 7.00) \times (1+0) = \\ &= 583\text{mm} \approx 59\text{cm} \end{aligned}$$

Από το σχέδιο το μήκος έδρασης είναι  $L_E=50\text{cm}$

$$\frac{L_E}{C} = \frac{50}{59} = 0.84 > 0.50$$

Συνεπώς προκύπτει ότι  $\Delta_{ΔΙΑ}=5$ .

Βήμα 4:

$$\Delta_1 = \max(\Delta_{ΕΓΚ}, \Delta_{ΔΙΑ}) = \max(5, 5) = 5$$

### **Β. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης Εδάφους, $\Delta_2$ .**

#### **Β1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, $\Delta_{TM}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Το μεσόβαθρο αποτελείται από δύο κυκλικά μονόπακτα υποστυλώματα. Ο χάλυβας των οπλισμών είναι Still.

Εφαρμόζεται η σχέση (3.1β)

$$L_c = 6.50\text{m}$$

$$\rho_s = 3.0\% \text{ (παραδοχή)}$$

$$F = 1.0 \text{ (δύο μονόπακτα υποστυλώματα)}$$

$$b_{\max} = 1.20\text{m}$$

$$R = 3+2=5 \text{ (Επιτάχυνση εδάφους } A < 0.4g \text{ και λοξότητα } < 20^\circ)$$

$$Q = 13 - 6 \left( \frac{6.50}{3.0 \cdot 1.0 \cdot 1.20} \right) = 2.16$$

$$\Delta_{TM} = Q - R = 2.16 - 5 = -2.84 < 0 \quad \text{άρα } \Delta_{TM} = 0$$

Βήμα 3: Τα μεσόβαθρα δεν είναι μονόστυλα, άρα το βήμα δεν εφαρμόζεται.

Βήμα 4: Δεν υπάρχει μικροζωνική μελέτη, άρα  $\Delta_{TM} = 0$

Τελικά προκύπτει ότι  $\Delta_{TM} = 0$

#### **Β2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων, $\Delta_{TA}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι (δεν βρίσκεται κοντά σε ρήγμα):

$$\delta_z = 2\% \cdot H = 2\% \cdot 7.50\text{m} = 15\text{cm} \quad \text{προκύπτει } \Delta TA = 5$$

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Τελικά προκύπτει  $\Delta TA = 5$

B3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης.

ΔΤΡ

Βήμα 1: Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Β του ΝΕΑΚ. Επομένως η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

Βήμα 2: Αναμένονται μικρές αστοχίες.

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 4: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 5: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 6:  $\Delta TP = 0$

Τελικά προκύπτει  $\Delta TP = 0$

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες  $\Delta TM$ ,  $\Delta TA$ ,  $\Delta TP$  προκύπτει ο  $\Delta_2$  και είναι:  
 $\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP = 0 + 5 + 0 = 5$

Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, Χ

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε το 1992, επομένως  $X = 5$

Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ

Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως "καλή". Επομένως  $\Gamma = 0$ .

Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας προκύπτει

$$\begin{aligned} \Delta &= 0.35 \cdot \Delta_1 + 0.25 \cdot \Delta_2 + 0.25 \cdot X + 0.15 \cdot \Gamma = \\ &= 0.35 \cdot 5 + 0.25 \cdot 5 + 0.25 \cdot 5 + 0.15 \cdot 0 = \\ &= 4.25 \end{aligned}$$

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:

$$\Delta = 4.25$$

## 4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ (Σ)

- (i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)  
 Η οδός πάνω από τη γέφυρα χαρακτηρίζεται ως επαρχιακή. Τίθεται  
 ΜΗΚ=500 και ΜΗΚ(max)=20000. Τότε:

$$= \frac{500}{20000} * 10 = 0.25$$

- (ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων πάνω από τη  
 γέφυρα

Θεωρείται ότι το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται πάνω  
 από τη γέφυρα είναι ? 5km (εκτός πόλης). Τίθεται η τιμή (5/20)\*10= 2.5.  
 Θεωρείται ΜΠ(max)=20.0 km.

- (iii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)

Κάτω από τη γέφυρα διέρχεται η εθνική οδός Αθηνών-Θεσσαλονίκης. Τίθεται  
 ΜΗΚΚΓ=20000 και ΜΗΚΚΓ(max)=20000. Επομένως:

$$= \frac{20000}{20000} * 10 = 10$$

- (iv) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων κάτω από τη  
 γέφυρα

Η παράκαμψη των οχημάτων της εθνικής οδού μπορεί να γίνει με χρήση των  
 παράδρομων της κύριας εθνικής οδού. Θεωρώντας ΜΠ=0.5km και  
 ΜΠ(max)=20.0 km προκύπτει (0.5/20)\*10= 0.25. Τίθεται η τιμή 5 λόγω της  
 σπουδαιότητας αποφυγής καθυστερήσεων επί της εθνικής οδού και του  
 μεγάλου φόρτου κυκλοφορίας.

- (v) Ανθρώπινες απώλειες – υλικές καταστροφές

Τίθεται η τιμή 0.

- (vi) Στρατηγική σημασία της γέφυρας

Τίθεται η τιμή 7.

- (vii) Δίκτυα επί της γέφυρας (γραμμές ζωής)

Δεν υπάρχουν δίκτυα επί της γέφυρας επομένως τίθεται η τιμή 0.

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$\begin{aligned} \Sigma &= 0.50 * ([i] * [ii]) / 10 + 0.10 * ([iii] * [iv]) / 10 + 0.15 * [v] + 0.15 * [vi] + 0.10 * [vii] = \\ &= 0.50 * (0.25 * 2.5) / 10 + 0.10 * (10 * 5) / 10 + 0.15 * 0 + 0.15 * 7 + 0.10 * 0 = \\ &= 0.03 + 0.50 + 0 + 1.05 + 0 = 1.58 \end{aligned}$$

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας  $\Sigma$  είναι:

$$\Sigma = 1.58$$

#### 5. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (E)

Για  $A=0.24$  και έδαφος τύπου B έχουμε ότι  $E=11.6*0.24*1.50=4.18$

Ωστε  $E=4.18$

#### 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (T)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) της γέφυρας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4\Delta + 0.6\Sigma] * E = [0.4*4.25 + 0.6*1.58] * 4.18 = 11.06$$

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ $T = 11.06$
--

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

### 3. ΓΕΦΥΡΑ ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗΣ ΚΗΦΙΣΟΥ ΜΕ ΙΕΡΑ ΟΔΟ

#### 1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

Πρόκειται για γέφυρα ενός ανοίγματος με διαστάσεις: μήκος=25.2m, πλάτος=13.0m. Η ανωδομή αποτελείται από προκατασκευασμένες προεντεταμένες κύριες δοκούς και πλάκα σκυροδετημένη επί τόπου. Τοποθετούνται διαδοκίδες στις στηρίξεις και στα τέταρτα του ανοίγματος. Οι κύριες δοκοί εδράζονται μέσω εφεδράνων επί κεφαλόδεσμων, οι οποίοι με τη σειρά τους εδράζονται επί πασσάλων ορθογωνικής διατομής 250x60cm. Τοποθετούνται 10 πάσσαλοι σε κάθε ακρόβαθρο της γέφυρας, οι οποίοι εκτείνονται σε βάθος μέχρι έμπτηξης τουλάχιστον 2.00m στη συμπαγή μάργα. Η γέφυρα εμφανίζει λοξότητα 32'.

#### 2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II (A=0.16)  
Σπουδαιότητα γέφυρας: Σημαντική

Η γέφυρα κατατάσσεται στη σεισμική κατηγορία (3)

#### 3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (Δ)

##### A. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων, Δ<sub>1</sub>

Βήμα 1: Η λοξότητα της γέφυρας είναι 32' δηλαδή >20' και <40' με λόγο μήκος προς πλάτος  $25.2/13.0 = 1.9 > 1.5$  και επομένως απαιτείται λεπτομερής αξιολόγηση τρωτότητας των στηρίξεων της.

Βήμα 2: Δεν υπάρχουν διατμητικοί τóρμοι στήριξης στην εγκάρσια διεύθυνση. Θεωρείται ότι οι αγκυρώσεις των εφεδράνων αστοχούν, χωρίς να προκαλέσουν κατάρρευση της γέφυρας, γεγονός που εξασφαλίζεται από την ύπαρξη των διαδοκίδων και από το γεγονός ότι όλες οι κύριες δοκοί εδράζονται σε κοινό κεφαλόδεσμο. Ο δείκτης τρωτότητας λαμβάνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=5$ .

Βήμα 3: Έλεγχος στη διαμήκη διεύθυνση. Υπολογίζεται το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος έδρασης.

$$L=25.20\text{m (άνοιγμα)}$$

$$H=6.0\text{ m (ύψος ακρόβαθρου)}$$

$$s = 32^\circ$$

$$\begin{aligned}\text{Επομένως: } C &= (400 + 2.5L + 10H) \times (1 + s^2/8000) = \\ &= (400 + 2.5 \times 25.20 + 10 \times 6.0) \times (1 + 32^2/8000) = \\ &= 560\text{ mm} = 56\text{cm}\end{aligned}$$

Από επί τόπου μετρήσεις το πλάτος έδρασης στα ακρόβαθρα είναι  $L_E=65\text{cm}$ .

$$\frac{L_E}{C} = \frac{65}{56} = 1.16 > 1.00$$

Συνεπώς προκύπτει ότι  $\Delta_{ΔΙΑ}=0$ .

Βήμα 4:

$$\Delta_1 = \max(\Delta_{ΕΓΚ}, \Delta_{ΔΙΑ}) = \max(5, 0) = 5$$

**B. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης Εδάφους,  $\Delta_2$ .**

B1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων,  $\Delta_{TM}$

Δεν εφαρμόζεται, επομένως  $\Delta_{TM} = 0$

B2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων,  $\Delta_{TA}$

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Το ύψος ακρόβαθρου μετά τη διευθέτηση του Κηφισού είναι 76.0m. Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι (κοντά στον Κηφισό ποταμό):

$$\delta_z = 2 \cdot 1.0\% \cdot H = 2 \cdot 1.0\% \cdot 6.0m = 12cm < 15cm \quad \Delta_{TA} = 0$$

Βήμα 3: Η γέφυρα δε βρίσκεται κοντά σε σεισμικό ρήγμα.

Προκύπτει  $\Delta_{TA} = 0$

B3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης.

$\Delta_{TP}$

Βήμα 1: Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία B του ΝΕΑΚ. Επομένως η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

Βήμα 2: Αναμένονται μικρές αστοχίες.

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 4: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 5: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 6:  $\Delta_{TP} = 0$

Τελικά προκύπτει  $\Delta_{TP} = 0$

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες  $\Delta_{TM}$ ,  $\Delta_{TA}$ ,  $\Delta_{TP}$  προκύπτει ο  $\Delta_2$  και είναι:  

$$\Delta_2 = \Delta_{TM} + \Delta_{TA} + \Delta_{TP} = 0 + 0 + 0 = 0$$

**Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, X.**

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε το Μάιο του έτους 1986, επομένως  $X = 5$ .

**Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ.**

Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως καλή. Επομένως  $\Gamma=0$ .

#### Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας προκύπτει

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.35 \cdot \Delta_1 + 0.25 \cdot \Delta_2 + 0.25 \cdot X + 0.15 \cdot \Gamma = \\ &= 0.35 \cdot 5 + 0.25 \cdot 0 + 0.25 \cdot 5 + 0.15 \cdot 0 = \\ &= 3.00\end{aligned}$$

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:

**$\Delta=3.00$ .**

#### 4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ (Σ)

- (i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)  
Τίθεται η τιμή ΜΗΚ=10000 και ΜΗΚ(max)=20000

$$= \frac{10000}{20000} \cdot 10 = 5.0$$

- (ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων πάνω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται πάνω από τη γέφυρα είναι  $>2.0\text{km}$ . Επομένως τίθεται η τιμή 10. Θεωρείται ΜΠΠ(max)=2.0 km.

- (iii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)

Το στοιχείο που διασταυρώνει η γέφυρα είναι ο Κηφισός ποταμός. Πιθανή κατάρρευση της γέφυρας μέσα στην κοίτη του Κηφισού εκτιμάται ότι δεν θα προκαλέσει σημαντικά προβλήματα δεδομένου ότι ο Κηφισός διαθέτει ροή μερικές μόνο μέρες του χρόνου. Τίθεται τιμή 0.

- (iv) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχομένων κάτω από τη γέφυρα

Τίθεται η τιμή 0.

- (v) Ανθρώπινες απώλειες – υλικές καταστροφές

Τίθεται η τιμή 0

- (vi) Στρατηγική σημασία της γέφυρας

Η γέφυρα θεωρείται μεγάλης στρατηγικής σημασίας λόγω του ότι παρακάμπτει σημαντικό φυσικό εμπόδιο όπως είναι ο Κηφισός ποταμός. Τίθεται η τιμή 8.

- (vii) Δίκτυα επί της γέφυρας (γραμμές ζωής)

Δεν υπάρχουν δίκτυα επί της γέφυρας επομένως τίθεται η τιμή 0.

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$\begin{aligned}\Sigma &= 0.50*([i]*[ii])/10 + 0.10*([iii]*[iv])/10 + 0.15*[v] + 0.15*[vi] + 0.10*[vii]= \\ &= 0.50*(5.0*10)/10 + 0.10*(0*0)/10 + 0.15*0 + 0.15*8 + 0.10*0 = \\ &= 2.50 + 0 + 0 + 1.20 + 0 = 4.00\end{aligned}$$

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας  $\Sigma$  είναι:

$$\Sigma = 3.70$$

#### 5. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (E)

Για  $A=0.16$  και έδαφος τύπου B έχουμε ότι  $E=11.6*0.16*1.50=2.78$

Ωστε

$$E=2.78$$

#### 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (T)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) της γέφυρας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4*\Delta + 0.6*\Sigma]*E = [0.4*3.00 + 0.6*3.70]*2.78 = 9.52$$

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ $T = 9.52$
---

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣ ΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

### 4. ΓΕΦΥΡΑ ΚΑΙΣΑΡΙΑΝΗΣ – ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΟΣ ΥΜΗΤΟΥ

#### 1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

Πρόκειται για γέφυρα τεσσάρων ανοιγμάτων (17.2+20.8+21.0+16.0m) με καμπύλη οριζοντιογραφία και έντονη λοξότητα  $\sim 60^\circ$ . Το μήκος της είναι 75m και το πλάτος της μεταβάλλεται από 17m στο αριστερό ακρόβαθρο έως 25m στο δεξιό ακρόβαθρο. Το κατάστρωμα μορφώνεται από δύο κύριες δοκούς (πλάτος=2.00m, ύψος=1.25m), πλάκα μεταβλητού πάχους μεταξύ των κυρίων δοκών και προβόλους στις εξωτερικές παρειές της γέφυρας. Οι κύριες δοκοί εδράζονται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων στα ακρόβαθρα και σε κυκλικά υποστυλώματα-βάθρα διαμέτρου 1.30m. Τα βάθρα θεμελιώνονται σε μεμονωμένα πέδιλα. Τα ύψη των κυκλικών βάθρων ποικίλουν ως εξής:  $K1=5.5m$ ,  $K2=5.5m$ ,  $K3=5.73m$ ,  $K4=5.85m$ ,  $K5=5.79m$ ,  $K6=5.85m$ . Τα ακρόβαθρα είναι αντηριδωτής μορφής με θεμελίωση των αντηρίδων σε πέδιλα. Από τα γεωτεχνικά δεδομένα το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Α του ΝΕΑΚ.

#### 2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II ( $A=0.16$ )  
Σπουδαιότητα γέφυρας: Σημαντική

Η γέφυρα κατατάσσεται στη σεισμική κατηγορία (3)

#### 3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ( $\Delta$ )

##### Α. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων, $\Delta_1$

Βήμα 1: Το κατάστρωμα είναι συνεχές σε όλο το μήκος του, όμως η λοξότητα της γέφυρας είναι  $60^\circ > 40^\circ$  και επομένως απαιτείται λεπτομερής αξιολόγηση τρωτότητας των στηρίξεών της.

Βήμα 2: Δεν υπάρχουν διατμητικοί τóρμοι στήριξης στην εγκάρσια διεύθυνση. Θεωρείται ότι οι αγκυρώσεις των εφεδράνων αστοχούν. Η πιθανότητα κατάρρευσης της γέφυρας λόγω αστοχίας των εφεδράνων είναι μικρή όχι όμως μηδαμινή για τον εξής λόγο: η μεγάλη λοξότητα των ακρόβαθρων δύναται να προκαλέσει σημαντική στροφή του καταστώματος σε σεισμό και είναι τότε πιθανή η απώλεια έδρασης των κυρίων δοκών σε κάποιο από τα μεσόβαθρα. Ο δείκτης τρωτότητας λαμβάνει την τιμή  $\Delta_{\text{ΕΓΚ}}=8$ .

Βήμα 3: Έλεγχος στη διαμήκη διεύθυνση. Υπολογίζεται το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος έδρασης.

1) Μήκος έδρασης στα ακρόβαθρα

$$L=75.0m \text{ (μήκος μονολιθικού φορέα)}$$

$$H=5.85m \text{ (ύψος ακρόβαθρου)}$$

$$s = 60^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{Επομένως: } C &= (400 + 2.5L + 10H) \times (1 + s^2/8000) = \\ &= (400 + 2.5 \cdot 75.0 + 10 \cdot 5.85) \times (1 + 60^2/8000) = \end{aligned}$$

$$= 937\text{mm} \approx 94\text{cm}$$

Από το σχέδιο, το πλάτος έδρασης στα ακρόβαθρα είναι  $L_E=75\text{cm}$

$$\frac{L_E}{C} = \frac{75}{94} = 0.79 < 1.00$$

Συνεπώς προκύπτει  $\Delta_{ΔΙΑ}=5$ .

Βήμα 4:

$$\Delta_1 = \max(\Delta_{ΕΓΚ}, \Delta_{ΔΙΑ}) = \max(8, 5) = 8$$

## **Β. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης Εδάφους ( $\Delta_2$ )**

### **Β1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, $\Delta_{TM}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Εφαρμόζεται η σχέση (3.1β):

$L_c=5.50\text{m}$  (το υποστύλωμα με το ελάχιστο ύψος είναι δυσμενέστερο)  
 $r_s=0.92\%$  (Μέγιστος διαμήκης σπλισμός στη βάση του υποστυλώματος  $=32\Phi 22 = 121.6\text{cm}^2 = 0.92\%$ )  
 $F=1.0$  (περισσότερα του ενός μονόπακτα υποστυλώματα)  
 $b_{\max}=1.30\text{m}$   
 $R=3$  (επιτάχυνση εδάφους  $A<0.4g$ )

$$Q = 13 - 6 \left( \frac{5.50}{0.92 * 1.0 * 1.30} \right) = -14.6 < 0$$

$$\Delta_{TM} = Q - R = -14.6 - 3 = -17.6 < 0 \text{ άρα } \Delta_{TM} = 0$$

Βήμα 3: Αγκυρώσεις και ενώσεις σπλισμών πραγματοποιούνται σε θέσεις όπου είναι πιθανόν να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις. Τα βάθρα είναι δίστυλα, άρα  $\Delta_{TM}=0$ .

Βήμα 4: Δεν υπάρχει μικροζωνική μελέτη, άρα  $\Delta_{TM}=0$

Τελικά προκύπτει ότι  $\Delta_{TM}=0$

### **Β2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων, $\Delta_{TA}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι:

$$\delta_z = 1.0\% * H = 1.0\% * 12.0\text{m} = 12\text{cm} < 15\text{cm} \text{ άρα } \Delta_{TA} = 0$$

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Τελικά προκύπτει  $\Delta_{TA}=0$

ΔΤΡΒ3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης.

Βήμα 1: Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Α του ΝΕΑΚ. Επομένως η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

Βήμα 2: Αναμένονται μικρές αστοχίες.

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 4: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 5: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 6:  $\Delta TP=0$

Τελικά προκύπτει  $\Delta TP=0$

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες  $\Delta TM$ ,  $\Delta TA$ ,  $\Delta TP$  προκύπτει ο  $\Delta_2$  και είναι:  
 $\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP = 0 + 0 + 0 = 0$

Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, Χ.

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε πριν το 1986, επομένως  $X=10$ .

Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ.

Η κατάσταση των εφεδράνων χαρακτηρίζεται ως “πολύ καλή” όπως επίσης και η ποιότητα έδρασης αυτών. Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως καλή. Επομένως  $\Gamma=0$ .

Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας προκύπτει

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.35 \cdot \Delta_1 + 0.25 \cdot \Delta_2 + 0.25 \cdot X + 0.15 \cdot \Gamma = \\ &= 0.35 \cdot 8 + 0.25 \cdot 0 + 0.25 \cdot 10 + 0.15 \cdot 0 = \\ &= 5.30\end{aligned}$$

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:

$$\Delta = 5.30.$$

## 4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ (Σ)

- (i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)  
 Τίθεται η τιμή  $MHK=15000$  και  $MHK(max)=20000$ .

$$= \frac{15000}{20000} \cdot 10 = 7.5$$

- (ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων πάνω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται πάνω από τη γέφυρα είναι  $\sim 0.5\text{km}$ . Τίθεται η τιμή  $(0.5/2)*10=2.5$ . Θεωρείται  $\text{ΜΠΠ}(\text{max})=2.0\text{ km}$ .

- (ii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)  
Τίθεται η τιμή  $\text{ΜΗΚΚΓ}=500$  και  $\text{ΜΗΚΚΓ}(\text{max})=20000$ .

$$= \frac{500}{20000} * 10 = 0.25$$

- (iii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων κάτω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται κάτω από τη γέφυρα είναι  $>2.0\text{km}$ . Επομένως τίθεται η τιμή 10. Θεωρείται  $\text{ΜΠΠ}(\text{max})=2.0\text{ km}$ .

- (iv) Ανθρώπινες απώλειες – υλικές καταστροφές

Τίθεται η τιμή 0.

- (v) Στρατηγική σημασία της γέφυρας

Τίθεται η τιμή 5.

- (vi) Δίκτυα επί της γέφυρας (γραμμές ζωής)

Δεν υπάρχουν δίκτυα επί της γέφυρας επομένως τίθεται η τιμή 0.

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$\begin{aligned}\Sigma &= 0.50*([i]*[ii])/10 + 0.10*([iii]*[iv])/10 + 0.15*[v] + 0.15*[vi] + 0.10*[vii]= \\ &= 0.50*(7.5*2.5)/10 + 0.10*(0.25*10)/10 + 0.15*0 + 0.15*5 + 0.10*0 = \\ &= 0.94 + 0.03 + 0 + 0.75 + 0 = 1.72\end{aligned}$$

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας  $\Sigma$  είναι:

$$\Sigma=1.72$$

## 5. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (Ε)

Για  $A=0.16$  και έδαφος τύπου Α έχουμε ότι  $E=11.6*0.16*1.10=2.04$

Ωστε

$$E=2.04$$

## 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (Τ)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (Τ) της γέφυρας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4*\Delta + 0.6*\Sigma]*E = [0.4*5.30 + 0.6*1.72]*2.04 = 6.43$$

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ  $T = 6.43$

**ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ**  
**ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**

**5. ΓΕΦΥΡΑ Χ.Θ. 8+193,60 ΑΥΤ/ΜΟΥ ΑΘΗΝΩΝ ΛΑΜΙΑΣ**  
**(ΤΜΗΜΑ ΜΠΟΓΙΑΤΙ – ΜΑΛΑΚΑΣΑ)**

**1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Πρόκειται για ολόσωμη γέφυρα μορφής πλαισίου με πασσαλοστοιχίες και κατάστρωμα οπλισμένου σκυροδέματος. Το άνοιγμα της γέφυρας είναι 11.0m. Το μήκος των πασσάλων είναι 14.0m, το καθαρό ύψος της γέφυρας 5.50m, το πλάτος κάτω διάβασης 11.0m. Διάμετρος πασσάλων 1.00m και ύψος πλάκας καταστρώματος 0.90m. Η λοξότητα της γέφυρας είναι 14°. Τα υλικά κατασκευής είναι B15, διαμήκεις οπλισμοί St42/50 και εγκάρσιοι οπλισμοί St22/34. Η μελέτη εκπονήθηκε το έτος 1983. Άνω της γέφυρας διέρχεται ο αυτοκινητόδρομος Αθηνών – Λαμίας. Η γέφυρα βρίσκεται σε περιοχή επίχωσης του αυτοκινητοδρόμου Αθηνών-Λαμίας.

**2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας = III (A=0.24, περιοχή Μαλακάσας)  
Σπουδαιότητα γέφυρας = Σημαντική (γέφυρα αυτοκινητοδρόμου)

Η γέφυρα κατατάσσεται στη σεισμική κατηγορία (3)

**3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (Δ)**

**A. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων, Δ<sub>1</sub>**

Βήμα 1: Το κατάστρωμα είναι συνεχές σε όλο το μήκος του με μονολιθικά ακρόβαθρα-πασσαλοστοιχίες. Επομένως η γέφυρα εξαιρείται από λεπτομερή έλεγχο τρωτότητας των στηρίξεών της. Τα επόμενα βήματα παραλείπονται και τίθεται Δ<sub>1</sub>=0.

**B. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης εδάφους, Δ<sub>2</sub>**

**B1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Δ<sub>TM</sub>**

Τίθεται Δ<sub>TM</sub>=0

**B2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων, Δ<sub>TA</sub>**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι:

$$\delta_z = 2.0\% \cdot H = 2.0\% \cdot 6.5\text{m} = 13.0\text{cm} < 15\text{cm} \quad \text{άρα} \quad \Delta_{TA} = 0$$

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται.

Τελικά προκύπτει  $\Delta TA=0$

B3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης.

ΔΤΡ

Βήμα 1: Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Β του ΝΕΑΚ. Σύμφωνα με τα δεδομένα της γεωτεχνικής μελέτης εκτιμάται ότι η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

Βήμα 2: Αναμένονται μικρές αστοχίες.

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 4: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 5: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 6:  $\Delta TP=0$

Τελικά προκύπτει  $\Delta TP=0$

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες  $\Delta TM$ ,  $\Delta TA$ ,  $\Delta TP$  προκύπτει ο  $\Delta_2$  και είναι:  
 $\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP = 0 + 0 + 0 = 0$

Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, Χ.

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε πριν το 1986, επομένως  $X=10$ .

Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ.

Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως καλή. Επομένως  $\Gamma=0$ .

Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας λόγω του ότι  $\Delta_1 = \Delta_2 = 0$  προκύπτει  $\Delta=0$ .

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:  $\Delta=0$

0 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (Τ)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (Τ) της γέφυρας λαμβάνει την τιμή 0 λόγω του ότι  $\Delta=0$ .

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ $T = 0$
--

**ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**

**6<sup>α</sup>. ΓΕΦΥΡΕΣ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΥ ΚΟΜΒΟΥ  
Π.ΡΑΛΛΗ-ΘΗΒΩΝ-ΓΡ.ΛΑΜΠΡΑΚΗ  
ΓΕΦΥΡΑ Νο2**

**1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Η γέφυρα Νο2 του ανισόπεδου κόμβου Π.Ράλλη-Θηβών-Γρ.Λαμπράκη αποτελεί τμήμα του αριστερού κλάδου της Π. Ράλλη, το οποίο διέρχεται άνω της Θηβών με κατεύθυνση των οχημάτων προς Πέραμα και Νίκαια. Πρόκειται για γέφυρα δύο ανοιγμάτων (~19.0+29.0m). Το πλάτος μεταβάλλεται από 17.0m στο ακρόβαθρο προς Αθήνα έως 37.0m στο ακρόβαθρο προς Νίκαια. Το κατάστρωμα αποτελείται από συνεχή πλάκα πάχους 1.40m με τετραγωνικά κενά και προένταση κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Το κατάστρωμα εδράζεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων τόσο στα ακρόβαθρα όσο και στα μεσόβαθρα. Το ακρόβαθρο προς Αθήνα είναι τοιχοειδούς μορφής με διαστάσεις 17.00/1.70m, ύψος 7.00m και έδραση σε 10 πασσάλους Φ100. Το ακρόβαθρο προς Νίκαια είναι επίσης τοιχοειδούς μορφής, με καμπύλη όμως κάτοψη, και διαστάσεις 37.00/1.70m, ύψος 6.00m και έδραση σε 22 πασσάλους Φ100. Το μεσόβαθρο αποτελείται από 5 κυκλικά υποστυλώματα Φ110, με ύψος 6.5m και έδραση σε 5 πασσάλους Φ120. Τα πλάτη έδρασης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα είναι 1.10m και 1.20m. Δεν παρέχεται εγκάρσια στήριξη του καταστρώματος με άλλη διάταξη πλέον των εφεδράνων.

**2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II ( $A=0.16$ )  
Σπουδαιότητα γέφυρας: Σημαντική

Η γέφυρα κατατάσσεται στη σεισμική κατηγορία (3)

**3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ( $\Delta$ )**

**A. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων,  $\Delta_1$**

**Βήμα 1:** Το κατάστρωμα είναι συνεχές και εδράζεται στα ακρόβαθρα μέσω εφεδράνων. Η εγκάρσια μετατόπιση στα ακρόβαθρα δεν δεσμεύεται και επομένως απαιτείται λεπτομερής αξιολόγηση τρωτότητας των στηρίξεων.

**Βήμα 2:** Δεν υπάρχουν διατμητικοί τόρμοι στήριξης στην εγκάρσια διεύθυνση. Θεωρείται ότι οι αγκυρώσεις των εφεδράνων αστοχούν, χωρίς να προκαλέσουν κατάρρευση της γέφυρας. Ο δείκτης τρωτότητας λαμβάνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=5$ .

**Βήμα 3:** Έλεγχος στη διαμήκη διεύθυνση. Υπολογίζεται το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος έδρασης.

$$L = 48\text{m (μήκος μονολιθικού φορέα)}$$

$$H = 7.0\text{m (ύψος ακρόβαθρου)}$$

$$s = 0^\circ$$

$$\begin{aligned}\text{Επομένως: } C &= (400 + 2.5L + 10H) \times (1 + s^2/8000) = \\ &= (400 + 2.5 \cdot 48 + 10 \cdot 7.0) \times (1 + 0) =\end{aligned}$$

$$=590\text{mm} = 59\text{cm}$$

Το μικρότερο πλάτος έδρασης σε ακρόβαθρο είναι  $L_E=110\text{cm}$

$$\frac{L_E}{C} = \frac{110}{59} = 1.86 > 1.00$$

Συνεπώς προκύπτει ότι  $\Delta_{ΔΙΑ}=0$ .

Βήμα 4:

$$\Delta_1 = \max(\Delta_{ΕΓΚ}, \Delta_{ΔΙΑ}) = \max(5, 0) = 5$$

### **Β. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης Εδάφους, $\Delta_2$ .**

#### **Β1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, $\Delta_{TM}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Η σχέση (3.1β) εφαρμόζεται για κάθε ένα από τα πέντε κυκλικά υποστυλώματα του μεσόβαθρου. Ο χάλυβας των οπλισμών είναι StIII.

$$L_c = 6.50\text{m}$$

$$\rho_s = 1.0\% \text{ (παραδοχή)}$$

$$F = 1.0 \text{ (περισσότερα του ενός μονόπακτα υποστυλώματα)}$$

$$b_{\max} = 1.00\text{m}$$

$$R = 3 \text{ (Επιτάχυνση εδάφους } A < 0.4g)$$

$$Q = 13 - 6 \left( \frac{6.50}{1.0 * 1.0 * 1.10} \right) = -22.5$$

$$\Delta_{TM} = Q - R = -22.5 - 3 = -25.5 < 0 \quad \text{άρα } \Delta_{TM} = 0$$

Βήμα 3: Το βάθρο δεν θεωρείται μονόστυλο. Άρα  $\Delta_{TM} = 0$

Βήμα 4: Δεν υπάρχει μικροζωνική μελέτη, άρα  $\Delta_{TM} = 0$

Τελικά προκύπτει ότι  $\Delta_{TM} = 0$

#### **Β2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων, $\Delta_{TA}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται.

Βήμα 2: Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι:

$$\delta_z = 1.0\% * H = 1.0\% * 7.0\text{m} = 7\text{cm} < 15\text{cm}$$

Βήμα 3: Η γέφυρα δεν βρίσκεται κοντά σε σεισμικό ρήγμα. Δεν εφαρμόζεται.

Τελικά προκύπτει  $\Delta_{TA} = 0$

**B3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης,****ΔΤΡ**

**Βήμα 1:** Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Β του ΝΕΑΚ. Επομένως η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

**Βήμα 2:** Αναμένονται μικρές αστοχίες.

**Βήμα 3:** Δεν εφαρμόζεται

**Βήμα 4:** Δεν εφαρμόζεται

**Βήμα 5:** Δεν εφαρμόζεται

**Βήμα 6:** ΔΤΡ=0

Τελικά προκύπτει ΔΤΡ=0

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες ΔΤΜ, ΔΤΑ, ΔΤΡ προκύπτει ο Δ<sub>2</sub> και είναι:  
 $\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP = 0 + 0 + 0 = 0$

**Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, Χ.**

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε το 1988, επομένως Χ=5.

**Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ.**

Η κατάσταση των εφεδράνων χαρακτηρίζεται ως “καλή” όπως επίσης και η ποιότητα έδρασης αυτών. Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως καλή. Επομένως Γ=0.

**Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ.**

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας προκύπτει

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.35 \cdot \Delta_1 + 0.25 \cdot \Delta_2 + 0.25 \cdot X + 0.15 \cdot \Gamma = \\ &= 0.35 \cdot 5 + 0.25 \cdot 0 + 0.25 \cdot 5 + 0.15 \cdot 0 = \\ &= 3.00\end{aligned}$$

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:

$$\Delta = 3.00.$$

**4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ (Σ)**

- (i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)  
 Τίθεται ΜΗΚ=20000 και ΜΗΚ(max)=20000

$$= \frac{20000}{20000} \cdot 10 = 10$$

- (ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων πάνω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται πάνω από τη γέφυρα εκτιμάται σε 0.5km. Τίθεται η τιμή  $(0.5/2)*10=2.5$ . Θεωρείται  $ΜΠΠ(max)=2.0$  km.

- (iii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)

- (iv) Τίθεται  $ΜΗΚΚΓ=10000$  και  $ΜΗΚΚΓ(max)=20000$ .

$$= \frac{10000}{20000} * 10 = 5.0$$

- (v) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων κάτω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται τη λεωφόρο Θηβών κάτω από τη γέφυρα Νο2 εκτιμάται σε 0.5km. Επομένως τίθεται η τιμή  $(0.5/2)*10=2.5$ . Θεωρείται  $ΜΠΠ(max)=2.0$  km.

- (vi) Ανθρώπινες απώλειες – υλικές καταστροφές

Τίθεται η τιμή 0.

- (vii) Στρατηγική σημασία της γέφυρας

Τίθεται η τιμή 3.

- (viii) Δίκτυα επί της γέφυρας (γραμμές ζωής)

Δεν υπάρχουν δίκτυα επί της γέφυρας επομένως τίθεται η τιμή 0.

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$\begin{aligned} \Sigma &= 0.50*([i]*[ii])/10 + 0.10*([iii]*[iv])/10 + 0.15*[v] + 0.15*[vi] + 0.10*[vii]= \\ &= 0.50*(10*2.5)/10 + 0.10*(5*2.5)/10 + 0.15*0 + 0.15*3 + 0.10*0 = \\ &= 1.25 + 0.125 + 0 + 0.45 + 0 = 1.83 \end{aligned}$$

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας  $\Sigma$  είναι:

$$\Sigma=1.83$$

## 5. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (E)

Για  $A=0.16$  και έδαφος τύπου Β έχουμε ότι  $E=11.6*0.16*1.50=2.78$

Όστε  $E=2.78$

## 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (T)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) της γέφυρας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4 \cdot \Delta + 0.6 \cdot \Sigma] \cdot E = [0.4 \cdot 3.00 + 0.6 \cdot 1.83] \cdot 2.78 = 6.39$$

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ $T = 6.39$
---

**ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**

**6<sup>β</sup>. ΓΕΦΥΡΕΣ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΥ ΚΟΜΒΟΥ  
Π.ΡΑΛΛΗ-ΘΗΒΩΝ-ΓΡ.ΛΑΜΠΡΑΚΗ  
ΓΕΦΥΡΑ Νο3**

**1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Η γέφυρα Νο3 του ανισόπεδου κόμβου Π.Ράλλη-Θηβών-Γρ.Λαμπράκη αποτελεί τμήμα του αριστερού κλάδου της Π. Ράλλη το οποίο διέρχεται άνω της Θηβών με κατεύθυνση των οχημάτων προς Αιγάλεω. Πρόκειται για καμπύλη γέφυρα έξι ανοιγμάτων ( $7.04+4*6.75+7.26$ m) και πλάτος 7.05m. Το κατάστρωμα αποτελείται από συμπαγή πλάκα πάχους 0.50m μονολιθικά κατασκευασμένη σε όλο το μήκος της γέφυρας. Το κατάστρωμα εδράζεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων τόσο στα ακρόβαθρα όσο και στα μεσόβαθρα. Το ακρόβαθρο προς Αθήνα είναι τοιχοειδούς μορφής με διαστάσεις 6.95/0.80m, ύψος 3.44m και έδραση μεμονωμένο θεμέλιο. Το ακρόβαθρο προς Αιγάλεω είναι επίσης τοιχοειδούς μορφής με διαστάσεις 6.95/0.80m, ύψος 2.60m και έδραση σε μεμονωμένο θεμέλιο. Τα μεσόβαθρα αποτελούνται από δύο κυκλικά υποστυλώματα διαμέτρου 0.60m και ύψους που μεταβάλλεται από 3.08m έως 3.77m. Τα δύο κυκλικά υποστυλώματα θεμελιώνονται σε κοινό θεμέλιο. Το πλάτος έδρασης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα είναι 0.55m. Δεν παρέχεται εγκάρσια στήριξη του καταστρώματος με άλλη διάταξη πλέον των εφεδράνων.

**2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ**

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II ( $A=0.16$ )

Σπουδαιότητα γέφυρας: Σημαντική

Η γέφυρα κατατάσσεται στη σεισμική κατηγορία (3)

**3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ( $\Delta$ )**

**A. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων,  $\Delta_1$**

**Βήμα 1:** Το κατάστρωμα είναι συνεχές και εδράζεται στα ακρόβαθρα μέσω εφεδράνων. Η εγκάρσια μετατόπιση στα ακρόβαθρα δεν δεσμεύεται και επομένως απαιτείται λεπτομερής αξιολόγηση τρωτότητας των στηρίξεων.

**Βήμα 2:** Δεν υπάρχουν διατμητικοί τόρμοι στήριξης στην εγκάρσια διεύθυνση. Θεωρείται ότι οι αγκυρώσεις των εφεδράνων αστοχούν, χωρίς να προκαλέσουν κατάρρευση της γέφυρας. Ο δείκτης τρωτότητας λαμβάνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=5$ .

**Βήμα 3:** Έλεγχος στη διαμήκη διεύθυνση. Υπολογίζεται το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος έδρασης.

$$L = 41.3\text{m (μήκος μονολιθικού φορέα)}$$

$$H = 3.44\text{ m (ύψος ακρόβαθρου προς Αθήνα)}$$

$$s = 0^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{Επομένως: } C &= (400 + 2.5L + 10H) \times (1 + s^2/8000) = \\ &= (400 + 2.5 \cdot 41.3 + 10 \cdot 3.44) \times (1 + 0) = \end{aligned}$$

$$=538\text{mm} \approx 54\text{cm}$$

Το πλάτος έδρασης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα είναι  $L_E=55\text{cm}$ .  
Συνεπώς προκύπτει ότι  $\Delta_{ΔΙΑ}=0$ .

$$\frac{L_E}{C} = \frac{55}{54} = 1.02 > 1.00$$

Βήμα 4:

$$\Delta_1 = \max(\Delta_{ΕΓΚ}, \Delta_{ΔΙΑ}) = \max(5, 0) = 5$$

## **Β. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης Εδάφους ( $\Delta_2$ )**

### **Β1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, $\Delta_{TM}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Το μεσόβαθρο αποτελείται από δύο μονόπακτα κυκλικά υποστυλώματα  $\Phi 60$ . Ο χάλυβας των οπλισμών είναι St42/50. Εφαρμόζεται η σχέση (3.1β) για το δυσμενέστερο υποστυλόμενο δηλαδή αυτό με το μικρότερο ύψος.

$$L_c = 3.08\text{m}$$

$$\rho_s = 2.0\% \text{ (παραδοχή)}$$

$$F = 1.0 \text{ (δύο μονόπακτα υποστυλώματα)}$$

$$b_{\max} = 0.60\text{m}$$

$$R = 3 + 2 = 5 \text{ (Επιτάχυνση εδάφους } A < 0.4g \text{ και λοξότητα } < 20)$$

$$Q = 13 - 6 \left( \frac{3.08}{2.0 * 1.0 * 0.60} \right) = -2.4 < 0$$

$$\Delta_{TM} = Q - R = -2.4 - 5 = -7.4 < 0 \text{ άρα } \Delta_{TM} = 0$$

Βήμα 3: Τα βάθρα δεν είναι μονόστυλα. Άρα  $\Delta_{TM} = 0$

Βήμα 4: Δεν υπάρχει μικροζωνική μελέτη, άρα  $\Delta_{TM} = 0$

Τελικά προκύπτει ότι  $\Delta_{TM} = 0$

### **Β2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων, $\Delta_{TA}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι:

$$\delta_z = 1.0\% * H = 1.0\% * 3.44\text{m} = 3.4\text{cm} < 15\text{cm}$$

Βήμα 3: Η γέφυρα δεν βρίσκεται κοντά σε σεισμικό ρήγμα. Δεν εφαρμόζεται

Τελικά προκύπτει  $\Delta_{TA} = 0$

ΔΤΡ  
Β3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης.

Βήμα 1: Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Β του ΝΕΑΚ. Επομένως η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

Βήμα 2: Αναμένονται μικρές αστοχίες.

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 4: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 5: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 6:  $\Delta TP=0$

Τελικά προκύπτει  $\Delta TP=0$

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες  $\Delta TM$ ,  $\Delta TA$ ,  $\Delta TP$  προκύπτει ο  $\Delta_2$  και είναι:  
 $\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP = 0 + 0 + 0 = 0$

Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, Χ.

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε το 1987, επομένως  $X=5$ .

Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ.

Η κατάσταση των εφεδράνων χαρακτηρίζεται ως “καλή” όπως επίσης και η ποιότητα έδρασης αυτών. Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως καλή. Επομένως  $\Gamma=0$ .

Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας προκύπτει

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.35\Delta_1 + 0.25\Delta_2 + 0.25X + 0.15\Gamma = \\ &= 0.35 \cdot 5 + 0.25 \cdot 0 + 0.25 \cdot 5 + 0.15 \cdot 0 = \\ &= 3.00\end{aligned}$$

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:

**$\Delta=3.00$ .**

4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ( $\Sigma$ )

(i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)  
Τίθεται  $ΜΗΚ=2000$  και  $ΜΗΚ(max)=20000$

$$= \frac{2000}{20000} \cdot 10 = 1.0$$

- (ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχομένων πάνω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται πάνω από τη γέφυρα εκτιμάται σε 1.5km. Τίθεται η τιμή  $(1.5/2)*10=7.5$ . Θεωρείται  $ΜΠΠ(max)=2.0$  km.

- (iii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)

Δεν διέρχονται οχήματα κάτω από τη γέφυρα επομένως τίθεται η τιμή 0.

- (iv) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχομένων κάτω από τη γέφυρα

Η παράμετρος δεν έχει νόημα αφού δεν διέρχονται οχήματα κάτω από τη γέφυρα.

- (v) Ανθρώπινες απώλειες – υλικές καταστροφές

Δεν υπάρχει κίνδυνος απώλειας ανθρωπίνων ζωών ή καταστροφής κτιρίων πλησίον ή κάτω από τη γέφυρα. Τίθεται η τιμή 0.

- (vi) Στρατηγική σημασία της γέφυρας

Τίθεται η τιμή 1.

- (vii) Δίκτυα επί της γέφυρας (γραμμές ζωής)

Δεν υπάρχουν δίκτυα επί της γέφυρας επομένως τίθεται η τιμή 0.

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$\begin{aligned}\Sigma &= 0.50*([i]*[ii])/10 + 0.10*([iii]*[iv])/10 + 0.15*[v] + 0.15*[vi] + 0.10*[vii]= \\ &= 0.50*(1.0*7.5)/10 + 0.10*(0*0)/10 + 0.15*0 + 0.15*1 + 0.10*0 = \\ &= 0.37 + 0 + 0 + 0.15 + 0 = 0.52\end{aligned}$$

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας  $\Sigma$  είναι:

$$\Sigma=0.52$$

#### 5. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (E)

Για  $A=0.16$  και έδαφος τύπου B έχουμε ότι  $E=11.6*0.16*1.50=2.78$

Ωστε

$$E=2.78$$

#### 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (T)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) της γέφυρας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4*\Delta + 0.6*\Sigma]*E = [0.4*3.00 + 0.6*0.52]*2.78 = 4.20$$

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ $T = 4.20$
---

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

### 7. ΧΑΡΑΔΡΟΓΕΦΥΡΕΣ ΝΕΑΣ ΠΑΡΑΚΑΜΨΗΣ ΡΕΘΥΜΝΟΥ

#### 1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

Η γέφυρα έχει ολικό μήκος 158.0 m αποτελείται από 4 αμφιέριστα ανοίγματα (38.83-40.17-40.17-38.83 m). Η ανωδομή αποτελείται από 5 προκατασκευασμένες δοκούς από προεντεταμένο σκυρόδεμα B35, που συνδέονται μεταξύ τους με πλάκα καταστρώματος πάχους 0.12 m από σκυρόδεμα B25 και εγκάρσια προένταση στις θέσεις των διαδοκίδων (μεσαίας και ακραίων). Οι προκατασκευασμένες δοκοί εδράζονται στα βάθρα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Τα μεσόβαθρα αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα B25 και είναι διατομής κιβωτίου με διαστάσεις 4.00x5.60 m με πάχος τοιχώματος 0.50 m και 0.80 m για τα ακραία και το ενδιάμεσο μεσόβαθρο αντίστοιχα. Τα ύψη των μεσόβαθρων είναι  $h_{M1} = h_{M1'} = 25.0$  m και  $h_{M2} = 48.0$  m. Η κεφαλή του κορμού των βάθρων διαπλάτνεται για τη δημιουργία φορέα έδρασης των δοκών. Τα μεσόβαθρα M1 και M1' θεμελιώνονται στις πλαγιές της χαράδρας σε 4 πασσάλους Φ120 το καθένα. Το μεσαίο βάθρο θεμελιώνεται με μεμονωμένο πέδιλο στην κοίτη του χειμάρου.

Τα ακρόβαθρα είναι συνήθη βάθρα βαρύτητας μικρού ύψους ( $H=5.50$  m) από οπλισμένο σκυρόδεμα B15 με έδρανα, θωράκια και πτερυγότοιχους από οπλισμένο σκυρόδεμα B25. Η θεμελίωση των ακρόβαθρων θα γίνει απευθείας στον ασβεστόλιθο.

Η γέφυρα βρίσκεται σε σεισμική ζώνη III του ΝΕΑΚ. Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία A (ασβεστόλιθοι, κροκαλοπαγή).

#### 2. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας = III ( $A=0.24$ )

Σπουδαιότητα γέφυρας = Σημαντική

Η γέφυρα κατατάσσεται στη σεισμική κατηγορία (3)

#### 3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ( $\Delta$ )

##### A. Δείκτης Τρωτότητας Εφεδράνων, Συνδέσμων και Εδράσεων, $\Delta_1$

**Βήμα 1:** Το κατάστρωμα δεν είναι συνεχές αλλά αποτελείται από 4 ανοίγματα αμφιέριστων προκατασκευασμένων δοκών. Επομένως απαιτείται λεπτομερής αξιολόγηση τρωτότητας των στηρίξεων.

**Βήμα 2:** Δεν υπάρχουν διατμητικοί τόρμοι στήριξης στην εγκάρσια διεύθυνση. Θεωρείται ότι οι αγκυρώσεις των εφεδράνων αστοχούν, χωρίς να προκαλέσουν κατάρρευση της γέφυρας. Ο δείκτης τρωτότητας λαμβάνει την τιμή  $\Delta_{ΕΓΚ}=5$ .

**Βήμα 3:** Έλεγχος στη διαμήκη διεύθυνση. Υπολογίζεται το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος έδρασης.

α) Μήκος έδρασης στα ακρόβαθρα A1, A'1.

$L = 38.83\text{m}$  (μήκος μονολιθικού φορέα)

$H = 5.5\text{m}$  (ύψος ακρόβαθρων  $A1, A'1$ )

$s = 0^\circ$

$$\begin{aligned}\text{Επομένως: } C &= (400 + 2.5L + 10H) \times (1 + s^2/8000) = \\ &= (400 + 2.5 \times 38.83 + 10 \times 5.5) \times (1 + 0) = \\ &= 552\text{mm} \approx 55\text{cm}\end{aligned}$$

Το πλάτος έδρασης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα είναι  $L_E = 80\text{cm}$ .

$$\frac{L_E}{C} = \frac{80}{55} = 1.45 > 1.00$$

β) Μήκος έδρασης στο μεσόβαθρο  $M2$ .

Ο έλεγχος του μήκους έδρασης στα μεσόβαθρα  $M1$  και  $M'1$  παραλείπεται καθώς ο έλεγχος στο  $M2$  είναι δυσμενέστερος.

$L = 40.17\text{ m}$  (μήκος μονολιθικού φορέα)

$H = 48.0\text{ m}$  (ύψος μεσόβαθρου  $M2$ )

$s = 0^\circ$

$$\begin{aligned}\text{Επομένως: } C &= (400 + 2.5L + 10H) \times (1 + s^2/8000) = \\ &= (400 + 2.5 \times 40.17 + 10 \times 48.0) \times (1 + 0) = \\ &= 980\text{mm} = 98\text{ cm}\end{aligned}$$

Το απαιτούμενο πλάτος έδρασης στο μεσόβαθρο  $M2$  είναι  $2C = 196\text{cm}$ .

Το πλάτος έδρασης στο μεσόβαθρα  $M2$  είναι  $L_E = 400\text{cm}$ .

Συνεπώς προκύπτει ότι  $\Delta_{ΔΙΑ} = 0$ .

$$\frac{L_E}{C} = \frac{400}{196} = 2.04 > 1.00$$

Βήμα 4:

$$\Delta_1 = \max(\Delta_{ΕΓΚ}, \Delta_{ΔΙΑ}) = \max(5, 0) = 5$$

## **B. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, Ακρόβαθρων και Ρευστοποίησης εδάφους, $\Delta_2$ .**

### **B1. Δείκτης Τρωτότητας Μεσόβαθρων, $\Delta_{TM}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Πρόκειται για μονόπακτα, μονόστυλα βάθρα επομένως  $\Delta_{TM} = 10$

Βήμα 3: Ενώσεις των διαμήκων ράβδων πραγματοποιούνται σε περιοχές που πιθανό θα σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις. Τα βάθρα είναι μονόστυλα και επομένως τίθεται  $\Delta_{TM} = 7$

Βήμα 4: Δεν υπάρχει μικροζωνική μελέτη, άρα  $\Delta_{TM} = 0$

Τελικά προκύπτει ότι  $\Delta_{TM} = 10$

### **B2. Δείκτης Τρωτότητας Ακρόβαθρων, $\Delta_{TA}$**

Βήμα 1: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 2: Η αναμενόμενη καθίζηση του εδάφους επίχωσης είναι:

$$\delta_z = 2.0\% \cdot H = 2.0\% \cdot 5.50\text{m} = 11\text{cm} < 15\text{cm}$$

Βήμα 3: Η γέφυρα δεν βρίσκεται κοντά σε σεισμικό ρήγμα. Δεν εφαρμόζεται

Τελικά προκύπτει  $\Delta TA = 0$

### ΔΤΡ Β3. Δείκτης Τρωτότητας λόγω Ρευστοποίησης του Εδάφους Θεμελίωσης.

Βήμα 1: Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία Α του ΝΕΑΚ. Επομένως η πιθανότητα ρευστοποίησης είναι μικρή.

Βήμα 2: Αναμένονται μικρές αστοχίες.

Βήμα 3: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 4: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 5: Δεν εφαρμόζεται

Βήμα 6:  $\Delta TP = 0$

Τελικά προκύπτει  $\Delta TP = 0$

Από τους τρεις επιμέρους δείκτες  $\Delta TM$ ,  $\Delta TA$ ,  $\Delta TP$  προκύπτει ο  $\Delta_2$  και είναι:  

$$\Delta_2 = \Delta TM + \Delta TA + \Delta TP = 10 + 0 + 0 = 10$$

### Γ. Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης, Χ.

Η μελέτη της γέφυρας εκπονήθηκε το 1985, επομένως  $X = 10$ .

### Δ. Δείκτης Γενικής Κατάστασης της Γέφυρας, Γ.

Η κατάσταση των εφεδράνων χαρακτηρίζεται ως "καλή" όπως επίσης και η ποιότητα έδρασης αυτών. Η γενική κατάσταση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως καλή. Επομένως  $\Gamma = 0$ .

### Ε. Υπολογισμός Δείκτη Δομικής Τρωτότητας, Δ.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας προκύπτει

$$\begin{aligned} \Delta &= 0.35 \cdot \Delta_1 + 0.25 \cdot \Delta_2 + 0.25 \cdot X + 0.15 \cdot \Gamma = \\ &= 0.35 \cdot 5 + 0.25 \cdot 10 + 0.25 \cdot 10 + 0.15 \cdot 0 = \\ &= 6.75 \end{aligned}$$

Ωστε ο δείκτης δομικής τρωτότητας της γέφυρας είναι:

$$\Delta = 6.75.$$

## 4. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ (Σ)

- (i) Μέση ημερήσια κυκλοφορία επί της γέφυρας (ΜΗΚ)  
Τίθεται ΜΗΚ=7000 και ΜΗΚ(max)=20000

$$= \frac{7000}{20000} * 10 = 3.5$$

- (ii) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων πάνω από τη γέφυρα

Το μήκος παράκαμψης των οχημάτων που διέρχονται πάνω από τη γέφυρα εκτιμάται σε 5.0km (θεωρείται ΜΠ(max)=20.0 km). Τίθεται η τιμή  $(5.0/20)*10=2.5$ .

- (iii) Μέση ημερήσια κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (ΜΗΚΚΓ)

Δεν εφαρμόζεται. Τίθεται η τιμή 0.

- (iv) Μήκος παράκαμψης οχημάτων διερχόμενων κάτω από τη γέφυρα

Η παράμετρος δεν έχει νόημα αφού δεν διέρχονται οχήματα κάτω από τη γέφυρα.

- (v) Ανθρώπινες απώλειες – υλικές καταστροφές

Δεν υπάρχει κίνδυνος απώλειας ανθρωπίνων ζωών ή καταστροφής κτιρίων πλησίον ή κάτω από τη γέφυρα. Τίθεται η τιμή 0.

- (vi) Στρατηγική σημασία της γέφυρας

Τίθεται η τιμή 5.

- (vii) Δίκτυα επί της γέφυρας (γραμμές ζωής)

Δεν υπάρχουν δίκτυα επί της γέφυρας επομένως τίθεται η τιμή 0.

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας προκύπτει από τη σχέση:

$$\begin{aligned} \Sigma &= 0.50*([i]*[ii])/10 + 0.10*([iii]*[iv])/10 + 0.15*[v] + 0.15*[vi] + 0.10*[vii] = \\ &= 0.50*(3.5*2.5)/10 + 0.10*(0*0)/10 + 0.15*0 + 0.15*5 + 0.10*0 = \\ &= 0.44 + 0 + 0 + 0.75 + 0 = 1.19 \end{aligned}$$

Η τιμή του δείκτη σπουδαιότητας Σ είναι:

$$\Sigma=1.19$$

## 5. ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ (Ε)

Για Α=0.24 και έδαφος τύπου Α έχουμε ότι  $E=11.6*0.24*1.10=3.06$

Ωστε

$$E=3.06$$

## 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ (Τ)

Ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) της γέφυρας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = [0.4 \cdot \Delta + 0.6 \cdot \Sigma] \cdot E = [0.4 \cdot 6.75 + 0.6 \cdot 1.19] \cdot 3.06 = 10.44$$

ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ    T = 10.44
---

# ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΕΙΚΤΩΝ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

Αριθμός Εφαρμογής	Δείκτης Δομικής Τρωτότητας (Δ)										Δείκτης Σπουδαιότητας (Σ)							Δείκτης Σεισμ. Επικινδυνότητας (Ε)				Δείκτης Σεισμ. Τρωτότητας (Τ)			
	Σεισμική Κατηγορία	Δεγκ	Δδία	$\Delta I = \max(\Delta_{\text{εγκ}}, \Delta_{\text{δία}})$	ΔΤΜ	ΔΤΑ	ΔΤΡ	$\Delta 2 = \Delta T_M + \Delta T_A + \Delta T_P$	Δείκτης Χρονολογίας Μελέτης (Χ)	Γενική Κατάσταση (Γ)	Δείκτης (Δ)	ΜΗΚ επί της γέφυρας	ΜΠ οχημάτων άνω	ΜΗΚ κάτω της γέφυρας	ΜΠ οχημάτων κάτω	Υλικές καταστροφές	Στρατηγική σημασία	Γραμμές ζωής	Δείκτης (Σ)	Εδαφική επιτάχυνση α(g)	Είδος Εδάφους		Συντελεστής Εδάφους (S)	Δείκτης (Ε)	
1	3	5	5	5	10	0	0	10	10	0	6.75	5	8	3.5	10	10	9	0	0	5.20	0.16	B	1.5	2.78	16.20
2	3	5	5	5	5	5	0	5	5	0	4.25	0.25	2.5	10	5	0	7	0	0	1.58	0.24	B	1.5	4.18	11.06
3	3	5	0	5	0	0	0	0	5	0	3	5	10	0	0	0	8	0	0	3.70	0.16	B	1.5	2.78	9.52
4	3	8	5	8	0	0	0	0	10	0	5.3	7.5	2.5	0.25	10	0	5	0	0	1.71	0.16	A	1.1	2.04	6.43
5	3	-	-	0	0	0	0	0	10	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	
6α	3	5	0	5	0	0	0	0	5	0	3	10	2.5	5	2.5	0	3	0	0	1.83	0.16	B	1.5	2.78	6.39
6β	3	5	0	5	0	0	0	0	5	0	3	1	7.5	0	0	0	1	0	0	0.53	0.16	B	1.5	2.78	4.22
7	3	5	0	5	10	0	0	10	10	0	6.75	3.5	2.5	0	0	0	5	0	0	1.19	0.24	A	1.1	3.06	10.45

\*\* Η αρίθμηση της πρώτης στήλης αντιστοιχεί στην αρίθμηση των εφαρμογών

\*\* Προτείνεται εφαρμογή του Σταδίου Β όταν ισχύει  $\Delta_{\text{ΔΙΑ}} \geq 5$  ή όταν ισχύουν ταυτόχρονα  $\Delta \geq 5.0$  και  $T \geq 10.0$

## 4. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ - ΣΤΑΔΙΟ Β

### 4.1. Σκοπός και αντικείμενα του ελέγχου

Αντικείμενο του ελέγχου Β' σταδίου αποτελούν οι γέφυρες των οποίων ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας  $T$  υπερβαίνει την τιμή 10 και ταυτόχρονα ο δείκτης δομικής τρωτότητας  $\Delta$  την τιμή 5 (όπως καθορίστηκαν στο στάδιο Α), καθώς επίσης και όταν ο δείκτης  $\Delta_{ΔΙΑ} \geq 5$ . Απαραίτητη προϋπόθεση για την εκπόνηση του Β' σταδίου αποτελεί η γνώση επαρκών στοιχείων της γέφυρας που θα επιτρέψουν την εκπόνηση αξιοπίστων αναλύσεων. Άλλως ο έλεγχος παραπέμπεται σε στάδιο Γ', στο οποίο θα αναζητηθούν πλέον όλα τα στοιχεία σχεδιασμού. Η προτεραιότητα ελέγχου καθορίζεται από τον πίνακα του δείκτη σεισμικής τρωτότητας, όπως συντάχθηκε στο Α' στάδιο της έρευνας.

Σκοπός του ελέγχου Β' σταδίου είναι η ορθολογικότερη και με βάση πληρέστερα στοιχεία συνοπτική διερεύνηση της δομικής τρωτότητας του έργου. **Από τη διερεύνηση αυτή θα προκύψει η αναγκαιότητα εκπόνησης ειδικής μελέτης ελέγχου σεισμικής επάρκειας και ενίσχυσης της γέφυρας.**

### 4.2. Απαιτούμενα στοιχεία

Για τον έλεγχο του Β' σταδίου θα απαιτηθούν τα παρακάτω :

- α) Σχέδια της γεωμετρίας του έργου. Εάν δεν υπάρχουν, θα πρέπει να γίνει αποτύπωση, τουλάχιστον των εμφανών τμημάτων του. Για τα αφανή, που κατά κανόνα είναι δύσκολο να αποτυπωθούν, θα συγκεντρωθούν όποιες πληροφορίες υπάρχουν και θα γίνουν κάποιες εύλογες παραδοχές.
- β) Σχέδια οπλισμού των στοιχείων ανάληψης του σεισμικού φορτίου. Εάν δεν υπάρχουν, θα πρέπει να συγκεντρωθούν από επιτόπια έρευνα. Εάν και η έρευνα αυτή είναι αδύνατη μπορεί να ληφθεί κατά την απόλυτη κρίση του ελέγχοντος ένα εύλογο ποσοστό οπλισμού (π.χ. 8‰ σε θλιβόμενα στοιχεία) και κατηγορία χάλυβα S240 ή S420, ανάλογα προς τον χρόνο κατασκευής.
- γ) Σχέδια εφεδράνων και γεωμετρίας στηρίξεως.

Ηδη υπάρχουν από το Α' στάδιο της έρευνας. Με βάση τις εξωτερικές διαστάσεις και τη μορφή του εφεδράνου, μπορούμε ανατρέχοντας στους πίνακες τυποποιημένων εφεδράνων να προσδιορίσουμε τα αφανή στοιχεία του.

- δ) Στοιχεία εδάφους. Από πλευράς καθορισμού του εφαρμοστέου σεισμικού φάσματος θα λαμβάνονται γενικές πληροφορίες που θα

καλύπτουν μείζονες περιοχές ελέγχου. Από πλευράς αντοχής εδάφους, εφ' όσον δεν υπάρχουν ή δεν μπορούν να συλλεγούν στοιχεία (έστω και εμπειρικά), θα εκτελείται εδαφοτεχνική έρευνα.

#### 4.3. Λογιστική προσέγγιση

Στόχος της είναι η εκτίμηση των εντατικών μεγεθών των κρίσιμων στοιχείων του έργου (κυρίως εφέδρανα, υποστυλώματα) και ο έλεγχος της επάρκειάς τους.

Οι αναλύσεις θα πρέπει να είναι απλές και εποπτικές, βασιζόμενες σε κανονιστικές προτάσεις και στις προσωπικές εκτιμήσεις του ελέγχοντος.

Δεν είναι δυνατό να προδιαγραφούν κανόνες για τις αναλύσεις αυτές που μπορούν να είναι αναλύσεις ενός απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή ή και πλήρεις φασματικές αναλύσεις με χρήση κατάλληλων προγραμμάτων Η/Υ. **Δεσπόζοντα ρόλο στο στάδιο αυτό παίζει η προσωπική εμπειρία του ελέγχοντος.**

Τα βήματα που μπορούν να ακολουθηθούν είναι :

- εκτίμηση των νεκρών βαρών

Εφ' όσον υπάρχουν σχέδια κατασκευαστικά ή εξ αποτυπώσεως τα νεκρά βάρη θα λαμβάνονται απ' αυτά. Εφ' όσον δεν υπάρχουν σχέδια τα νεκρά βάρη θα εκτιμώνται από το εμβαδόν του περιγράμματος του φορέα και το ανά τ.μ. βάρος του. Το βάρος αυτό μπορεί να προσεγγισθεί πολύ αξιόπιστα από τις αναλύσεις σκυροδέματος των γεφυρών (συνήθως 0,50 έως 0,90 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>) και το βάρος των προσθέτων φορτίων (ασφαλτοτάπητες, πεζοδρόμια κλπ.) που μπορεί σε πρώτη προσέγγιση να ληφθεί ίσο προς 3,0 έως 4,0 kN/m<sup>2</sup>.

Χαρακτηριστικές αναλώσεις γεφυρών παρέχει ο σχετικός πίνακας.

- εκτίμηση της έντασης των κατακορύφων στοιχείων

Αρκεί στο στάδιο αυτό μία εκτίμηση με απλές μεθόδους ραβδοστατικής. **Κυρίως ενδιαφέρει το αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων**, που θα συνδυασθεί με τη σεισμική ροπή.

- εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου

Μπορεί να γίνει με τον απλό τύπο Rayleigh.

$$T \cong 0,2 \sqrt{u}$$

όπου  $u$  η μετακίνηση του καταστρώματος υπό τη δράση μίας πλασματικής οριζόντιας δύναμης ίσης προς  $G+G'$  ( $u$  σε cm,  $T$  σε sec,  $G$  το σύνολο του ιδίου βάρους,  $G'$  το σύνολο των προσθέτων βαρών).

Στις μάζες, πέραν του βάρους του φορέα, μπορούν να συμμετάσχουν τα 2/3 του βάρους των υποστυλωμάτων εφόσον πρόκειται περί μονολιθικών συνδέσεων.

- εκτίμηση της δεσπόζουσας σεισμικής επιτάχυνσης και του συντελεστού μετελαστικής συμπεριφοράς.

Με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και το υφιστάμενο φάσμα του ΝΕΑΚ, υπολογίζεται η δεσπόζουσα σεισμική επιτάχυνση της ανωδομής.

**Εφαρμόζονται οι μεθοδολογίες ανάλυσης που θα ίσχυαν για μία νέα γέφυρα (Εγκύκλιος Ε39/93 ή νεώτερη), εφ' όσον σκοπός είναι η βαθμονόμηση του υφιστάμενου έργου και η εκτίμηση της σεισμικής επάρκειας υπό το πρίσμα των νεωτέρων γνώσεων. Εφιστάται η προσοχή στην ορθολογική εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ : οι υποδεικνυόμενες από την εγκύκλιο τιμές αποτελούν πάνω όρια και ισχύουν εφ' όσον έχουν τηρηθεί οι λοιπές απαιτήσεις και κριτήρια π.χ. ελάχιστοι οπλισμοί, οπλισμοί εγκιβωτισμού), που ασφαλώς δεν είναι ο κανόνας σε υφιστάμενες παλιές γέφυρες.**

**Η εκτίμηση του  $q$  θα βασίζεται, μεταξύ άλλων και στην παλαιότητα και την κατασκευαστική αρτιότητα του έργου.**

- έλεγχος επάρκειας εφεδράνων

Είναι το πλέον ευπαθές στοιχείο των γεφυρών, όπου και αναμένονται τα περισσότερα προβλήματα, δεδομένου ότι ο σχεδιασμός τους έχει διαφοροποιηθεί σημαντικά επί το δυσμενέστερο τα τελευταία χρόνια.

Ιδιαίτερα προβλήματα αναμένονται στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, που συνήθως ήταν τύπου 1 χωρίς αγκύρωση (παλαιότερα μάλιστα αποτελούνταν από επάλληλα φύλλα), αν και στις αυτοψίες βρέθηκαν σε πολύ καλή κατάσταση.

Τα εφέδρανα ελέγχονται με τη μεθοδολογία της Ε39/93.

- έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων

Ανήκουν επίσης στα ευπαθή στοιχεία των γεφυρών.

Ελέγχονται οι κρίσιμες διατομές υπό τα νεκρά βάρη και τον σεισμό σχεδιασμού. Εφ' όσον δεν υπάρχουν αξιόπιστες πληροφορίες ως προς τον οπλισμό θα γίνεται παραδοχή ποσοστού οπλισμού 8‰ και κατηγορίας χάλυβα S240 & S420, ανάλογα προς το έτος κατασκευής.

#### 4.4. Κριτήρια αποδοχής

Πρόκειται ίσως για το πιο λεπτό θέμα της διαδικασίας ελέγχου, δεδομένου ότι αναφερόμεθα σε υφιστάμενες λειτουργούσες γέφυρες, των οποίων πρακτικά είναι αδύνατη η κατάργηση λόγω πιθανών μελλοντικών κινδύνων.

Προτείνεται η υιοθέτηση **χαλαρότερων κριτηρίων αποδοχής** από τα προβλεπόμενα στους κανονισμούς (E39/93 και Ευρωκώδικας). Η υπέρβαση των κριτηρίων αυτών θα οδηγεί στην **υποχρέωση εκπόνησης ειδικής μελέτης ελέγχου σεισμικής επάρκειας και ενίσχυσης της γέφυρας**, οι προδιαγραφές της οποίας δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσας έρευνας.

Τα σημεία ελέγχου θα πρέπει να είναι :

- α) η γεωμετρική επάρκεια των στηρίξεων
- β) η στατική επάρκεια των εφεδράνων
- γ) η στατική επάρκεια των υποστυλωμάτων
- δ) η επάρκεια της θεμελίωσης (αντοχή εδάφους, ανατροπή θεμελίου)

Ως προς τη γεωμετρική επάρκεια των στηρίξεων προτείνεται αυτούσιος ο τύπος της E39/93, στην εκάστοτε νεώτερη έκδοσή του (ιδέ αναθεώρηση της E39/93, άρθρο 4.1.4).

**Εφ' όσον όμως υπάρχουν ισχυροί σεισμικοί σύνδεσμοι ικανοί να εξασφαλίσουν την ακεραιότητα του φορέα παρέλκει η ανάγκη ελέγχου του μήκους C.**

Ως προς τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα προτείνεται :

- η υποχρεωτική αλλαγή τους εφ' όσον είναι παλιού τύπου με ανεξάρτητα επάλληλα φύλλα (π.χ. Freyssinet 1+8+1, 1+10+1, 1+12+1).
- η υιοθέτηση ενός συντελεστού  $\alpha$  μεταξύ 1,0 και 1,5 ανάλογα προς την ευκαμψία και το ύψος των βάθρων (ιδέ και αναθεώρηση της E39/93, άρθρο 2.4.8).
- τήρηση των ορίων της ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης της E39/93  $\gamma_{td} = 3,0$  και  $\gamma_{sd} = 2,0$ . Εικάζεται ότι δεν θα υπάρξουν στο σημείο αυτό σημαντικά προβλήματα. Ο υπολογισμός των παραμορφώσεων θα γίνεται σύμφωνα προς την E39/93.
- να επιτραπεί συντελεστής τριβής 50% μεγαλύτερος του προδιαγραφόμενου στον τύπο 2.20 της E39/93, ήτοι

$$\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \alpha + \frac{b}{\sigma_c} \quad \text{και} \quad \sigma_c \geq 3,0 \text{ N/mm}^2$$

όπου

- $\alpha =$  0,15 για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού
- $=$  1,20 για εφέδρανα με εξωτερικές ανάγλυφες λαμαρίνες
- $\beta =$  0,90 για έδραση του εφεδράνου σε σκυρόδεμα

= 0,30 για έδραση του εφεδράνου σε μεταλλική ή άλλη επιφάνεια

$V_{Ed}$  &  $N_{Ed}$  η τέμνουσα και η αξονική δύναμη του εφεδράνου, σύμφωνα με τους σεισμικούς συνδυασμούς σχεδιασμού.

$\sigma_E = N_{Ed} / A_r$  η ενεργός ορθή τάση σε  $N/mm^2$ .

Εφ' όσον δεν ικανοποιούνται οι παραπάνω συνθήκες επιβάλλεται μεταφορά της τέμνουσας δύναμης στο σύνολό της με μηχανικά μέσα αγκύρωσης (π.χ. βλήτρα).

Εκτίμηση πάντως της Ομάδας Εργασίας είναι ότι η παραπάνω τιμή του συντελεστή τριβής θα προκαλέσει προβλήματα. Η τιμή αυτή, έστω και αυξημένη κατά 50% έναντι αυτής του Ευρωκώδικα και της E39/93, εξακολουθεί να είναι πολύ συντηρητική για ταχεία εναλλασσόμενη δυναμική φόρτιση όπως ο σεισμός.

Ως προς τον έλεγχο των διατομών σκυροδέματος (π.χ. υποστυλωμάτων) προτείνεται η τήρηση της μεθοδολογίας της E39/93, με μικρότερους όμως συντελεστές ασφαλείας, π.χ.

- οριακή αντοχή σκυροδέματος ίση προς  $\beta_R/1,30$  και χάλυβα ίση προς  $\beta_s$  (μείωση συντελεστών ασφαλείας κατά 1,15), με οριακές παραμορφώσεις σκυροδέματος  $3,5^{000}$  και χάλυβα  $5^{000}$ .
- μέγιστη διατμητική τάση σκυροδέματος  $\tau_{03}$  ίση προς  $\beta_R/3 \cdot 1,30 \cong 0,25\beta_R$ .
- απαίτηση περίσφιξης πλαστικών αρθρώσεων εφ' όσον η μέση θλιπτική τάση του υποστυλώματος υπερβαίνει την τιμή

$$\eta_k = \frac{1,25 \cdot \beta_R}{10} = 0,125\beta_R$$

Ως προς τον έλεγχο εδάφους προτείνεται να υιοθετηθεί οριακό φορτίο (τάση) ίσο προς το επιτρεπόμενο υπό λειτουργικές συνθήκες προσαυξημένο κατά 50%. Το ίδιο μπορεί να θεωρηθεί και για τους πασσάλους. Προτείνεται επίσης η αύξηση του ορίου της αδρανούς περιοχής σε 65% της συνολικής επιφάνειας έδρασης (έναντι 50% της E39/93) που ισοδυναμεί με συντελεστή ασφαλείας σε ανατροπή 1,30 έναντι 1,50 που προβλέπεται γενικά.

#### 4.5. Παραδείγματα και συμπεράσματα

Με βάση τα παραπάνω έγινε ο έλεγχος τεσσάρων υφισταμένων γεφυρών, που μπορούν να θεωρηθούν τυπικές και αντιπροσωπευτικές για ελληνικές συνθήκες.

Οι γέφυρες αυτές είναι:

- α) η γέφυρα διασταύρωσης του Κηφισσού και της Ι. Οδού (κατασκευή 1986 - 87).

Πρόκειται για μία απλή πλακογέφυρα, αποτελούμενη από προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς σε επαφή και μία επί τόπου σκυροδετημένη συνδετήρια πλάκα κυκλοφορίας.

Εδράζεται μέσω αρθρώσεων σε διαφράγματα από οπλ. σκυρόδεμα.

Η γέφυρα δεν παρουσιάζει εξωτερικά οποιαδήποτε ένδειξη σεισμικής τρωτότητας και δεν θα έπρεπε να παραπεμφθεί στο στάδιο Β.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας ( $\Delta$ ) είναι ίσος προς 3, ο δείκτης σπουδαιότητας ( $\Sigma$ ) 3,70, ο δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας (E) 2,78 και ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) 9,52, τιμές δηλ. που επιβεβαιώνουν την προηγούμενη “εμπειρική” εκτίμηση.

Για διδακτικούς όμως λόγους θεωρήθηκε ότι η γέφυρα εδράζεται σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα (υιοθετήθηκαν μεγέθη που θα σχεδιάζονταν τη δεκαετία του 80) και ελέγχθηκαν σύμφωνα προς τα κριτήρια του κεφ. 4.

Από τον έλεγχο προκύπτει αβίαστα το συμπέρασμα ότι τα εφέδρανα ικανοποιούν μεν και τις σημερινές απαιτήσεις ως προς την αντοχή και την ανατροπή τους, δεν καλύπτουν όμως τον έλεγχο ολίσθησης και απαιτούν αγκύρωση.

- β) η γέφυρα της Ε.Ο. Αθηνών - Λαμίας, πάνω από τη Λένορμαν (κατασκευή 1981).

Πρόκειται για μία τυπική αστική αερογέφυρα, πάνω σε υποστυλώματα μικρού ύψους και μάζας, με κατάστρωμα από αμφιέριστες, προκατασκευασμένες, προεντεταμένες κύριες δοκούς και επί τόπου συνδετήρια πλάκα κυκλοφορίας, χωρίς συνέχεια των επί μέρους φανωμάτων.

Τα ασθενή σημεία της γέφυρας εντοπίζονται με μία πρώτη επιθεώρηση, στην ανεπαρκή έδραση των δοκών και την πιθανή ανεπάρκεια του κυκλικής διατομής υποστυλώματος.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας ( $\Delta$ ) είναι ίσος προς 6,75, ο δείκτης σπουδαιότητας ( $\Sigma$ ) 5,20, ο δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας (E) 2,78 και ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) 16,20, τιμές δηλ. που και πάλι επιβεβαιώνουν την προηγούμενη “εμπειρική” εκτίμηση.

Σύμφωνα προς τις υποδείξεις του Α' σταδίου η γέφυρα πρέπει να ελεγχθεί και σε Β' στάδιο εφόσον  $\Delta > 5,0$  και  $T > 10,0$ .

Από τον έλεγχο Β' σταδίου, που έγινε με δύο ακραίες τιμές του συντελεστή  $q$  (1,0 και 1,5) τα εφέδρανα απεδείχθησαν ανεπαρκή για  $q=1,0$  (αντοχή, ολίσθηση) ενώ αντίθετα καλύπτουν όλες τις απαιτήσεις για  $q=1,5$ .

Σε ό,τι αφορά τα υποστυλώματα, για  $q=1$  είναι ανεπαρκή ενώ για  $q=1,5$  έχουν πολλές πιθανότητες να επαρκούν.

Γίνεται αμέσως αντιληπτός ο ρόλος του συντελεστού  $q$ , στην επιλογή του οποίου υπεισέρχεται και η προσωπική εκτίμηση του ελέγχοντος.

Για τη συγκεκριμένη γέφυρα, τόσο το στατικό της σύστημα (χαμηλά μονοκόλωνα βάθρα) όσο και η εν γένει κατάστασή της δεν επιτρέπουν κατά τη γνώμη μας τη θεώρηση τιμής  $q > 1$ .

- γ) η γέφυρα Καισαριανής, επί της Περιφερειακής Υμηττού (κατασκευή 1983).

Πρόκειται για μία καμπύλη, λοξή, συνεχή γέφυρα, με διατομή τύπου Homborg (δύο ισχυρές κύριες δοκοί με σημαντική απόσταση μεταξύ τους και αμφιπροέχουσα πλάκα), επί τόπου σκυροδετημένη.

Εδράζεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων πάνω σε υποστυλώματα μικρού ύψους και μάζας. Τα ασθενή σημεία της γέφυρας θα μπορούσαν να εντοπισθούν στην περιορισμένη γεωμετρία των στηρίξεων και ενδεχομένως στα υποστυλώματα.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας ( $\Delta$ ) είναι ίσος προς 5,3, ο δείκτης σπουδαιότητας ( $\Sigma$ ) 1,71, ο δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας (E) 2,04 και ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) 6,43.

Παρότι δεν υφίστανται οι προϋποθέσεις για τον έλεγχο του Β' σταδίου ( $\Delta > 5$  και  $T > 10$  ή  $\Delta_{\text{δια}} \geq 5$ ) η γέφυρα ελέγχεται για λόγους παραδείγματος.

Ο έλεγχος του Β' σταδίου έγινε με δείκτη  $q=1,5$ . Στην απόφαση αυτή συνηγόρησε η πολύ καλή κατάσταση της γέφυρας, η μονολιθικότητα της ανωδομής, οι καλές κατασκευαστικές λεπτομέρειες των υποστυλωμάτων και η ευκαμψία τους σε σχέση προς την παραμορφωσιμότητα των εφεδράνων.

Από τον έλεγχο προέκυψαν και πάλι προβλήματα στα εφέδρανα τόσο από πλευράς αντοχής όσο και ολίσθησης.

Προβλήματα προέκυψαν επίσης στον οπλισμό των υποστυλωμάτων, που αποδεικνύεται ανεπαρκής για την κάλυψη της σεισμικής ροπής.

- δ) μία από τις χαραδρογέφυρες στην Παράκαμψη Ρεθύμνου

Πρόκειται για μία τυπική χαραδρογέφυρα, ευθύγραμμη, με υψηλά για ελληνικά δεδομένα βάθρα. Το κατάστρωμα αποτελείται από προκατασκευασμένες, προεντεταμένες δοκούς συνδεδεμένες με επί τόπου σκυροδετούμενη πλάκα κυκλοφορίας. Τα αμφιέριστα φαντώματα συνδέονται μεταξύ τους με πλάκα συνέχειας.

Οι δοκοί εδράζονται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

Τα ασθενή σημεία της γέφυρας πιθανολογούνται στα εφέδρανα και τα υποστυλώματα στην περιοχή της πάκτωσής τους.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας ( $\Delta$ ) είναι ίσος προς 6,75, ο δείκτης σπουδαιότητας ( $\Sigma$ ) 1,19, ο δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας (E) 3,06 και ο δείκτης σεισμικής τρωτότητας (T) 10,45.

Σύμφωνα προς τις υποδείξεις του Α' σταδίου η γέφυρα πρέπει να ελεγχθεί και σε Β' στάδιο εφόσον  $\Delta > 5,0$  και  $T > 10,0$ .

Η ανάλυση της σεισμικής έντασης στο παράδειγμα αυτό έγινε με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης στην πλήρη της μορφή, χρησιμοποιώντας ένα από τα δόκιμα προγράμματα Η.Υ. Και τούτο διότι η μάζα των βάθρων υπερβαίνει κατά πολύ το  $1/5$  της μάζας του καταστρώματος, ώστε να είναι δυνατή η εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου.

Ο έλεγχος έγινε με δείκτη συμπεριφοράς  $q=1,5$ . Και τούτο διότι η παραμορφωσιμότητα των υψηλών βάθρων είναι μεγάλη συγκρινόμενη με αυτή των εφεδράνων, υπάρχει η πλάκα συνέχειας και οι ενδείξεις συνηγορούν υπέρ μιας σύγχρονης μελέτης.

Από τον έλεγχο προέκυψε η ανάγκη αγκύρωσης των εφεδράνων, που δεν ικανοποιούν πλέον τον έλεγχο ολίσθησης· φαίνεται όμως ανεπαρκής και η διατομή του υψηλού υποστυλώματος M2 στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης, από πλευράς σκυροδέματος και πιθανώς οπλισμού.

**Πίνακας αναλώσεων υλικού προεντεταμένων οδοφόρων γεφυρών**  
(ενδεικτικές τιμές)

εκ του βιβλίου Weidemann

"Balkenformige Stahlbeton - u - Spannbeton Bruecken Teil 1"

	Αριθμός ανοιγμάτων [n]		n = 1	n = 2	n > 4
Ο λ π ό λ σ ά ω κ μ α η	Κατασκευαστικό ύψος $h_k$ ανάλωση σκυροδέματος χαλαρός οπλισμός (III) Βοηθητική τιμή για την διαμήκη προένταση	[m] [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ] [kg/m <sup>2</sup> ]	l/20...l/30 0,85...0,95hk 40...50  90...120	l/20...l/30 0,85...0,95hk 40...50  75...95	l/25...l/35 0,80...0,90hk 40...50  70...90
Π δ λ δ ά ι κ ά α κ ε μ ν ε α	Κατασκευαστικό ύψος $h_k$ ανάλωση σκυροδέματος χαλαρός οπλισμός (III) Βοηθητική τιμή για την διαμήκη προένταση	[m] [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ] [kg/m <sup>2</sup> ]	l/20...l/30 0,65...0,75hk 40...50  70...90	l/20...l/30 0,65...0,75hk 40...50  50...60	l/25...l/35 0,55...0,65hk 40...50  45...55
Π δ λ ο α κ κ ό ο ς -	Κατασκευαστικό ύψος $h_k$ ανάλωση σκυροδέματος χαλαρός οπλισμός (III) Βοηθητική τιμή για την διαμήκη προένταση	[m] [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ] [kg/m <sup>2</sup> ]	l/15...l/25 0,50...0,60 50...60  60...70	l/15...l/25 0,50...0,70 50...60  50...60	l/15...l/25 0,50...0,70 50...60  45...55
Κ ε δ ι ι ι β δ α ω ή τ τ ς ο ο μ - ή	Κατασκευαστικό ύψος $h_k$ ανάλωση σκυροδέματος χαλαρός οπλισμός (III) Βοηθητική τιμή για την διαμήκη προένταση	[m] [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ] [kg/m <sup>2</sup> ]		l/13...l/25 0,55...0,65 50...60  45...50	l/13...l/25 0,50...0,60 50...60  40...45

## ΓΕΦΥΡΑ ΚΟΛΟΚΥΝΘΟΥΣ

### 1. Στοιχεία Αυτοψίας

Μετρήθηκαν και αποτυπώθηκαν τα εμφανή γεωμετρικά στοιχεία της ανωδομής. Εντοπίσθηκαν επίσης ορισμένα σχέδια μελέτης (ΥΠΕΧΩΔΕ - ΓΓΔΕ - ΔΕΜΟγ), όχι όμως και τα κατασκευαστικά.

Τα στοιχεία αυτά αναφέρονται στο ειδικό έντυπο απογραφής και στα σχέδια που επισυνάπτονται.

Η γενική εκτίμηση της ομάδας μελέτης είναι ότι η γέφυρα βρίσκεται σε γενικά καλή κατάσταση, **με σοβαρές επιφυλάξεις σε ό,τι αφορά τα εφέδρανα.**

Ετος κατασκευής 1981.

### 2. Συνοπτική περιγραφή

Πρόκειται για γέφυρα (άνω διάβασης) σε σημαντικότερη από κυκλοφοριακής πλευράς θέση. Η γέφυρα εξυπηρετεί την κυκλοφορία της Ε.Ο. Αθηνών-Λαμίας, στην διασταύρωση με την Λένορμαν.

Αποτελείται από δύο παντελώς ανεξάρτητους κλάδους, εκατέρωθεν του Κηφισού. Κάθε κλάδος περιλαμβάνει 10 ίσα αμφιέριστα ανοίγματα των 25,5 m και 1 κεντρικό (πάνω από τη Λένορμαν) 31,5 m. Το πλάτος της, περιλαμβανομένων και των πεζοδρομίων, ανέρχεται σε  $7,00+2\cdot 0,80=8,60$  m.

Ο φορέας αποτελείται από 4 αμφιέριστες προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς, ύψους 1,30 m (μέτρηση επί τόπου) και πάχος συνδετήριας πλάκας κυκλοφορίας 0,20 m, από σκυρόδεμα B25.

Τα βάθρα μορφώνονται με ένα κυκλικό υποστύλωμα  $\varnothing 1,50$ , ύψους 5,00 m, κεντρικά διατεταγμένο ως προς το πλάτος της γέφυρας και ένα αμφιπροέχον ζύγωμα μεταβλητής διατομής, μέσου πάχους 1,50 m και ύψους 1,50 m.

Η έδραση του φορέα πραγματοποιείται μέσω 2x4 ελαστομεταλλικών εφεδράνων, διαστάσεων 2,60x3,00x45/63, διατεταγμένων στους άξονες των δοκών.

Η λογιστική προσέγγιση που επιχειρείται στα επόμενα, αναφέρεται στα κεντρικά βάθρα που δέχονται ένα άνοιγμα των 31,5 m και ένα άνοιγμα των 25,0 m.

### 3. Εκτίμηση σεισμικών φορτίων

#### 3.1. Φάτνωμα 31,5 m

Εκτιμάται για γέφυρες παρόμοιες προς την ελεγχόμενη, μέση ανάλωση σκυροδέματος  $0,60 \text{ m}^3/\text{m}^2$ . Προφανώς είναι ακριβέστερος ο αναλυτικός υπολογισμός του ιδίου βάρους όπου είναι εφικτός, ωστόσο η παραπάνω

προσέγγιση θεωρείται ικανοποιητική στο πλαίσιο της επιδιωκόμενης ακρίβειας ανάλυσης.

Ομοίως τα πρόσθετα φορτία από πεζοδρόμια, ασφαλτοτάπητες και σκυρόδεμα ρύσεων είναι δυνατόν να υπολογιστούν αναλυτικά ή να εκτιμηθούν με μία μέση τιμή ανά τ.μ. κάτοψης, τάξεως 3 έως 3,5 kN /m<sup>2</sup>.

Επιφάνεια καταστρώματος	$E = 31,5 \times 8,60 =$	271 m <sup>2</sup>
Ιδιο βάρος φορέως	$G = 271 \times 0,60 \times 25 \approx$	4065 kN
Πρόσθετα φορτία (ασφαλτοτάπητες, πεζοδρόμια, σκυρόδεμα ρύσεων)	$G' = 271 \times 3,5 \approx$	950 kN
$\Sigma (G + G') \approx$		$\rightarrow 5015$ $\approx 5000 \text{ kN}$

Δυσκαμψία ομάδας εφεδράνων ( $G = 1,2 \text{ N/mm}^2$ )

$$\Sigma D_{\varepsilon\varphi} = n \cdot \frac{G \cdot A}{t} = 8 \cdot \frac{1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,30}{0,045} = 16,0 \text{ MN/m}$$

Επί το δυσμενέστερο δεν λαμβάνεται υπόψη η παραμόρφωση του υποστυλώματος.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma(G+G')}{g \cdot \Sigma D_{\varepsilon\varphi}}} = 2\pi \sqrt{\frac{5,0}{9,81 \cdot 16,0}} \approx 1,12 \text{ sec}$$

Λαμβάνεται για την περιοχή Αθήνας και τη στρωματογραφία της ευρύτερης περιοχής Κηφισού επιτάχυνση εδάφους  $\alpha = 0,16 \text{ g}$  και επικινδυνότητα εδάφους B ( $t_1 = 0,15 \text{ sec}$ ,  $t_2 = 0,60 \text{ sec}$ ). Λόγω της μεγάλης κυκλοφοριακής σπουδαιότητας λαμβάνεται  $\gamma = 1,30$ .

Ως προς τον συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς  $q$  λαμβάνονται δύο ακραίες τιμές, δηλ.  $q=1,0$  και  $q=1,5$  με σκοπό να διακριβωθεί υπολογιστικά η επιρροή του.

Εφαρμοστέος σεισμικός συντελεστής σύμφωνα προς τον τύπο 2.1.γ του ΝΕΑΚ.

$$\left. \begin{aligned} R_d(T) &= 0,16 \text{ g} \cdot 1,3 \cdot \frac{1,0}{1,0} \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{0,6}{1,12} \right)^{2/3} = 0,34 \text{ g} \\ V_{Ed} &= 5000 \cdot 0,34 \approx 1700 \text{ kN} \end{aligned} \right\} q=1$$

$$\left. \begin{aligned} R_d(T) &= 0,16 \text{ g} \cdot 1,3 \cdot \frac{1,0}{1,5} \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{0,6}{1,12} \right)^{2/3} = 0,23 \text{ g} \\ V_{Ed} &= 5000 \cdot 0,23 \approx 1150 \text{ kN} \end{aligned} \right\} q=1,5$$

### 3.2. Φάτνωμα 25,5 m

$$\text{Επιφάνεια καταστρώματος} \quad E = 25,5 \times 8,60 = 220 \text{ m}^2$$

$$\text{Ιδιο βάρος φορέα} \quad G = 220 \cdot 0,60 \cdot 25 = 3300 \text{ kN}$$

$$\text{Πρόσθετα φορτία (ασφαλτοτάπητες, πεζοδρόμια, σκυρόδεμα ρύσεων)} \quad G' = 220 \times 3,5 = 770 \text{ kN}$$

$$\Sigma (G + G') = \frac{4070}{\approx 4000 \text{ kN}}$$

Δυσκαμψία ομάδας εφεδράνων όπως και στο άνοιγμα των 31,5 m, ήτοι  $\Sigma D_{\text{εφ}} = 16,0 \text{ MN/m}$

Ιδιοπερίοδος συστήματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma (G + G')}{g \cdot \Sigma D_{\text{εφ}}}} = 2\pi \sqrt{\frac{4,0}{9,81 \cdot 16,0}} \approx 1,0 \text{ sec} > T_2 = 0,6 \text{ sec}$$

$$\left. \begin{aligned} R_d(T) &= 0,16 \text{ g} \cdot 1,3 \cdot \frac{1,0}{1,0} \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,60}{1,00}\right)^{2/3} = 0,37 \text{ g} \\ V_{Ed} &= 4000 \cdot 0,37 \approx 1480 \text{ kN} \end{aligned} \right\} q=1$$

$$\left. \begin{aligned} R_d(T) &= 0,16 \text{ g} \cdot 1,3 \cdot \frac{1,0}{1,5} \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,60}{1,00}\right)^{2/3} = 0,247 \text{ g} \\ V_{Ed} &= 4000 \cdot 0,247 \approx 990 \text{ kN} \end{aligned} \right\} q=1,5$$

### 3.3 Μεσόβαθρο

$$\text{Βάρος ζυγώματος} \quad G_1 = (1,50+1,00) \cdot 1/2 \cdot (1,90+1,00) \cdot 1/2 \cdot 8,70 \cdot 25,0 = 395 \text{ kN}$$

$$\text{Βάρος στύλου} \quad G_2 = \pi \cdot 1,50^2 \cdot 1/4 \cdot 5,0 \cdot 2,5 = 220 \text{ kN}$$

Δεχόμεθα επί το δυσμενέστερο, δεδομένου ότι στη φάση αυτή δεν διατίθενται στοιχεία θεμελιώσεως που να τεκμηριώνουν τον βαθμό πακτώσεως του βάθρου, ότι η ιδιοπερίοδος του μεταβάθρου βρίσκεται στην οροφή του φάσματος. Επομένως

$$V_{Ed1} = 395 \cdot 2,5 \cdot 0,16 \cdot 1,3 = 205 \text{ kN}$$

$$V_{Ed2} = 240 \cdot 2,5 \cdot 0,16 \cdot 1,3 = \underline{125 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed} = 330 \text{ kN} \quad (q=1)$$

Η αντίστοιχη σεισμική τέμνουσα για  $q=1,5$  ανέρχεται σε  $330/1,5 = 220 \text{ kN}$

### 4. Ελεγχος εφεδράνων για $q=1$

Ελέγχονται ως δυσμενέστερα τα εφέδρανα του φατνώματος των 31,5 m.

#### 4.1. Έλεγχος αντοχής

Συνολικό ι.β. φατνώματος  $\Sigma (G+G') = 5000 \text{ kN}$

Φορτίο ανά εφέδρανο  $N_{g+g'} = 5000/8 = 625 \text{ kN}$

Συνολική σεισμική τέμνουσα  $V_{Ed} = 1700 \text{ kN}$

Τέμνουσα ανά εφέδρανο  $V_{Ed} = 1700/8 = 212,5 \text{ kN}$

Σεισμική μετακίνηση φορέα  $d_{Ed} = V_{ED} / \Sigma D_{εφ} = 1,700/16,0 = 0,106 \text{ m} = 106 \text{ mm}$

Δρώσα κατακόρυφη τάση εφεδράνου

$$\sigma_e = \frac{N}{(b_x - d_{Ed}) \cdot b_y} = \frac{625}{(0,25 - 0,106) \cdot 0,30} = 14,5 \text{ N/mm}^2$$

Συντελεστής σχήματος για εφέδρανο διαστάσεων 250x300 και πάχος ελαστικής στρώσης  $t = 8 \text{ mm}$  (ιδέ πίνακες τυποποιημένων εφεδράνων του DIM 4141, Μέρος 14) σύμφωνα προς την Ε39/93, άρθρο 2.7.4.

$$S = \frac{b_x \cdot b_y}{2(b_x + b_y) \cdot t} = \frac{250 \cdot 300}{2(250 + 300) \cdot 8} = 8,5$$

Ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως

$$\gamma_c = \frac{1,5 \cdot \sigma_e}{S \cdot G} = \frac{1,5 \cdot 14,5}{8,5 \cdot 1,2} = 2,13$$

Ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω τέμνουσας

$$\gamma_s = d_{Ed} / \Sigma t_i = 106 / 45 = 2,36$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής μπορεί στον παρόντα συνοπτικό έλεγχο να αγνοηθεί.

Συνολική ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση

$$\gamma_{td} = 2,13 + 2,36 = 4,49 > 0,75 \cdot 5,0$$

Επί μέρους σεισμική διατμητική παραμόρφωση

$$\gamma_s = 2,36 > 2,0$$

Κατά συνέπεια το εφέδρανο δεν ικανοποιεί τους ελέγχους αντοχής, τόσο ως προς τη συνολική όσο και τη σεισμική διατμητική παραμόρφωση.

#### 4.2 Έλεγχος ευστάθειας εφεδράνου

Για λόγους πληρότητας γίνεται και ο έλεγχος ευστάθειας, παρότι παρέλκει λόγω της αδυναμίας του εφεδράνου να καλύψει τον έλεγχο αντοχής.

Η ευστάθεια ενός μη αγκυρωμένου εφεδράνου θεωρείται ότι εξασφαλίζεται όταν ικανοποιείται κατ' ελάχιστο ένα από τα δύο παρακάτω κριτήρια.

$$(α) \quad b_{\min} \geq 4 \cdot \Sigma t_i \rightarrow 250 \geq 4 \cdot 106$$

Το κριτήριο δεν ικανοποιείται

$$(β) \quad \sigma_e \leq \frac{2 \cdot b_{\min}}{3 \cdot \Sigma t_i} \cdot G \cdot S_{\min} \rightarrow 14,5 \leq \frac{2 \cdot 250}{3 \cdot 45} \cdot 1,2 \cdot 8,5 = 37,8$$

Το κριτήριο ικανοποιείται

**άρα ο έλεγχος ευστάθειας καλύπτεται.**

#### 4.4 Έλεγχος ολίσθησης

Για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού, πάνω σε σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονία, ο μέγιστος συντελεστής τριβής είναι ίσος προς

$$\mu = 0,15 + \frac{0,90}{\sigma_e} = 0,15 + \frac{0,90}{14,5} = 0,21$$

$$V_{Ed} = 212,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 625 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / N_{Ed} = 212,5/625 = 0,34 > 0,21$$

**Συνεπώς, ο έλεγχος ολίσθησης δεν ικανοποιείται και το εφέδρανο απαιτεί αγκύρωση.**

### 5. Έλεγχοι εφεδράνων για $q=1,5$

#### 5.1. Έλεγχος αντοχής

$$\text{Συνολικό ι.β. φατνώματος} \quad \Sigma (G+G') = 5000 \text{ kN}$$

$$\text{Φορτίο ανά εφέδρανο} \quad N_{g+g'} = 5000/8 = 625 \text{ kN}$$

$$\text{Συνολική σεισμική τέμνουσα} \quad V_{Ed} = 1150 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα ανά εφέδρανο} \quad V_{Ed} = 1150/8 = 144 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμική μετακίνηση φορέα} \quad d_{Ed} = V_{Ed} / \Sigma D_{\varepsilon\varphi} = 1,150/16,0 = 0,072 \text{ m} = 72 \text{ mm}$$

Δρώσα κατακόρυφη τάση εφεδράνου

$$\sigma_e = \frac{N}{(b_x - d_{Ed}) \cdot b_y} = \frac{625}{(0,25 - 0,072) \cdot 0,30} = 11,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Συντελεστής σχήματος } S = 8,5$$

Ανηγγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως

$$\gamma_c = \frac{1,5 \cdot \sigma_e}{S \cdot G} = \frac{1,5 \cdot 11,7}{8,5 \cdot 1,2} = 1,72$$

Ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω σεισμικής τέμνουσας

$$\gamma_s = d_{Ed} / \Sigma t_i = 72 / 45 = 1,60$$

Συνολική ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση

$$\gamma_{td} = 1,72 + 1,60 = 3,32 < 0,75 \cdot 5,0$$

Επί μέρους σεισμική διατμητική παραμόρφωση

$$\gamma_s = 1,60 < 2,0$$

**Κατά συνέπεια το εφέδρανο ικανοποιεί τους ελέγχους αντοχής, τόσο ως προς τη συνολική όσο και τη σεισμική διατμητική παραμόρφωση.**

## 5.2. Έλεγχος ευστάθειας

Παρέλκει ο έλεγχος εφ' όσον ήδη το εφέδρανο απεδείχθη ευσταθές υπό μεγαλύτερες σεισμικές δράσεις.

## 5.3. Έλεγχος ολίσθησης

$$\mu = 0,15 + \frac{0,90}{11,7} = 0,23$$

$$V_{Ed} / N_{Ed} = 144/625 = 0,23$$

**Συνεπώς, ο έλεγχος ολίσθησης ικανοποιείται**

## 6. Έλεγχος υποστυλώματος για $q=1$

Το υποστύλωμα ελέγχεται στη βάση του, (διατομή πάκτωσης στον κεφαλόδεσμο).

Σύμφωνα προς την Ε39/93 θα πρέπει να συνυπολογισθεί ταυτόχρονος εγκάρσιος και κατακόρυφος σεισμός, ίσος προς το 30% του σεισμού σχεδιασμού. Κατά την γνώμη μας το στοιχείο αυτό μπορεί να μη λαμβάνεται υπόψη στο παρόν επίπεδο ελέγχου.

Σεισμική τέμνουσα από φάνωμα 31,5 m	$V_{Ed} = 1700/2 = 850 \text{ kN}$
Σεισμική τέμνουσα από φάνωμα 25,5 m	$V_{Ed} = 1480/2 = 740 \text{ kN}$
Σεισμική τέμνουσα από βάθρο	$V_{Ed} = 330 \text{ kN}$
	<hr/> $\Sigma V_{Ed} = 1920 \text{ kN}$

Σεισμική ροπή από φάτνωμα 31,5	$M_{Ed} = 850 \times 6,5 = 5525 \text{ kN m}$
Σεισμική ροπή από φάτνωμα 25,5	$M_{Ed} = 740 \times 6,5 = 4810 \text{ kN m}$
Σεισμική ροπή από βάθρο	$M_{Ed} = 205 \cdot (5,0 + 2/3 \cdot 1,5) = 1230 \text{ kN m}$
Σεισμική ροπή από βάθρο	$M_{Ed} = 125 \cdot 5,0/2 = 312 \text{ kN m}$
<hr/>	
	$\Sigma M_{Ed} = 11877 \approx 12000 \text{ kNm}$

Αξονικό φορτίο  $N_{Ed} = 1/2 \cdot 5000 + 1/2 \cdot 4000 + 615 \approx 5100 \text{ kN}$

Πρόσθετη ροπή εκ κατακορύφων  $\Delta M = (2500 - 2000) \cdot 0,48 = 240 \text{ kNm}$

Ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη μπορεί να γίνει με χρήση ενός προγράμματος ελέγχου διατομών ή και με χρήση των γνωστών διαγραμμάτων αλληλεπιδράσεως (π.χ. Β.Κ.1994/Ι, κεφάλαιο 1, πιν. 24).

Στην τελευταία περίπτωση, επειδή οι πίνακες έχουν συνταχθεί με συντελεστές ασφαλείας  $V=1,75$  για αστοχία χάλυβα και  $V=1,20 \cdot 1,75=2,10$  για αστοχία σκυροδέματος, θα πρέπει τα μεν εντατικά μεγέθη να διαιρεθούν δια 1,75, η δε αντοχή του σκυροδέματος  $\beta_R$  να πολλαπλασιαστεί επί τον λόγο 1,20/1,30.

$$n = \frac{N}{1,75 \cdot A_c \cdot \beta_R \cdot \frac{1,20}{1,30}} = \frac{5,10}{1,75 \cdot \frac{\pi \cdot 1,50^2}{4} \cdot 1,75 \cdot \frac{1,20}{1,30}} = 0,102$$

$$m = \frac{M}{1,75 \cdot A_c \cdot d \cdot \beta_R \cdot \frac{1,20}{1,30}} = \frac{12,0 + 0,24}{1,75 \cdot \frac{\pi \cdot 1,50^2}{4} \cdot 1,50 \cdot 1,75 \cdot \frac{1,20}{1,30}} = 0,163$$

Από το διάγραμμα αλληλεπιδράσεως διαβάζουμε για τον συνδυασμό  $n=0,102$  και  $m=0,163 \rightarrow \text{tot}\omega_0 = 0,84$  ( $\varepsilon_{b1} = -3,5\%^\circ$ ,  $\varepsilon_{s2} = 4,0\%^\circ$ ). Ο απαιτούμενος οπλισμός (S420) ανέρχεται σε

$$A_s = \text{tot}\omega_0 \cdot A_c \cdot \frac{\beta_R}{\beta_s} = 0,84 \cdot \pi \cdot \frac{150^2}{4} \cdot \frac{17,5 \cdot \frac{1,20}{1,30}}{420} = 570 \text{ cm}^2$$

Ο οπλισμός αυτός, που υπερβαίνει το 3% της διατομής και επιβάλλεται κυρίως λόγω θλιπτικής ανεπάρκειας του σκυροδέματος, είναι μάλλον απίθανο για την εποχή της μελέτης να έχει ενσωματωθεί στο υποστύλωμα.

Η μέγιστη διατμητική τάση για τέμνουσα  $V_{Ed} = 1920 \text{ kN}$  ανέρχεται σε

$$T = \frac{4}{3} \cdot \frac{1,92}{\pi \cdot 1,50^2/4} = 1,45 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \cdot 17,5 = 4,375 \text{ N/mm}^2$$

Κατά συνέπεια από πλευράς διαστάσεων διατομής υπάρχει επάρκεια και θα πρέπει να ελεγχθεί ο οπλισμός των συνδετήρων. Στον έλεγχο ελήφθη το εμβαδόν της πλήρους διατομής, διότι εφ' όσον  $q=1$  δεν αναμένεται πλαστική άρθρωση. Για τον ίδιο λόγο δεν απαιτείται έλεγχος περίσφιγξης της διατομής.

## 6. Έλεγχος υποστυλώματος για $q=1,5$

$$\Sigma V_{Ed} = 1920/1,5 = 1280 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{Ed} = 12000/1,5 = 8000 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 5100 \text{ kN}$$

$$\Delta M = 240 \text{ kNm}$$

$$\eta = 0,102 \text{ (όπως και για } q=1)$$

$$m = \frac{8,0 + 0,24}{1,75 \cdot \frac{\pi \cdot 1,50^2}{4} \cdot 1,50 \cdot 1,75 \cdot \frac{1,20}{1,30}} = 0,110$$

$$\text{tot}\omega_0 = 0,50 \text{ (}\varepsilon_{b_1} = -3,5\%^\circ, \varepsilon_{s_2} = 4,5\%^\circ\text{)}.$$

$$A_s = 0,50 \cdot \pi \cdot \frac{150^2}{4} \cdot \frac{17,5 \cdot \frac{1,20}{1,30}}{420} = 340 \text{ cm}^2 < 2,0 \%^\circ)$$

Δεν είναι απίθανο ο οπλισμός αυτός να υπάρχει.

Η αποδοχή όμως ενός συντελεστού συμπεριφοράς  $>1$  προϋποθέτει την δυνατότητα σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης και εγκιβωτισμού εφ' όσον η μέση θλιπτική τάση υπερβαίνει το  $0,125 \beta_R$ , ήτοι

$$\frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{5,10}{\pi \cdot 1,50^2/4} = 2,887 > 0,125 \cdot 17,5 = 2,188$$

Η μέγιστη διατμητική τάση για τέμνουσα  $V_{Ed} = 1,4 \cdot 1280 \text{ kN}$  (ικανοτική) ανέρχεται σε

$$T = \frac{4}{3} \cdot \frac{1,4 \cdot 1,28}{\pi \cdot 1,40^2 / 4} = 1,553 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \cdot 17,5 = 4,375 \text{ N/mm}^2$$

Ως εμβαδόν διατεμνόμενης επιφάνειας ετέθη το εμβαδόν της αποφλοιωμένης διατομής εφ' όσον έχει γίνει δεκτή η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στην πάκτωση του υποστυλώματος.

## 7. Τελικά συμπεράσματα

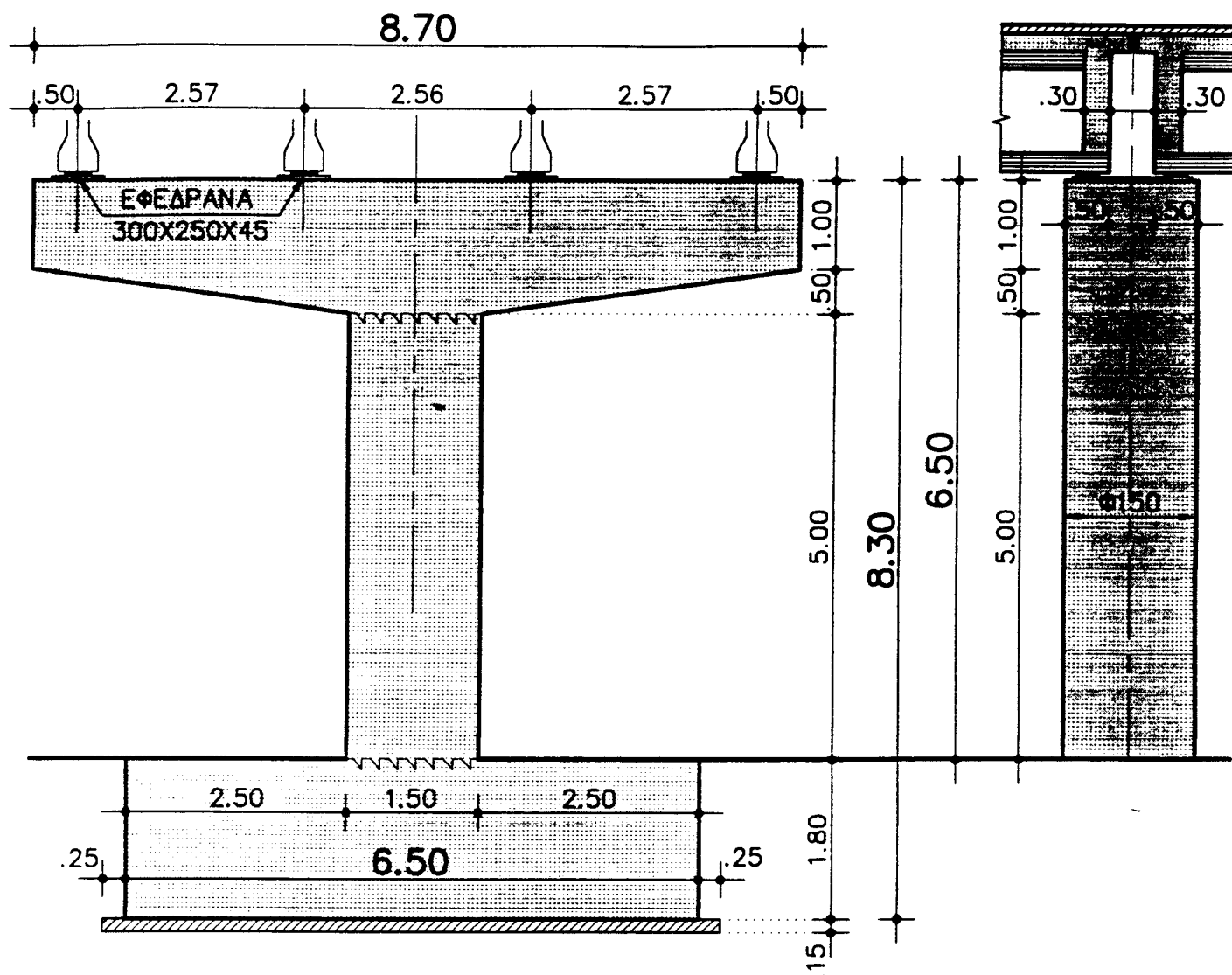
Στη συγκεκριμένη γέφυρα καθοριστικό ρόλο στον έλεγχο παίζει η τιμή του συντελεστού συμπεριφοράς  $q$ .

Εάν περιορισθούμε σε  $q=1$  τότε τόσο τα εφέδρανα της γέφυρας όσο και τα υποστυλώματα αποδεικνύονται ανεπαρκή. Αντίθετα με  $q=1,5$  τα μεν εφέδρανα είναι επαρκή, τα δε υποστυλώματα έχουν πολλές πιθανότητες να γίνουν αποδεκτά.

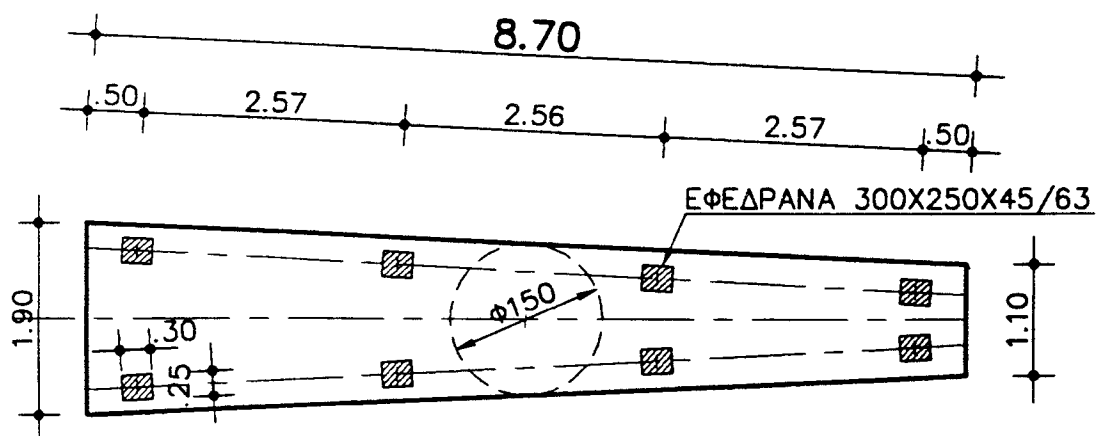
Ο σχεδιασμός του έργου δεν φαίνεται να αποκλείει την τιμή  $q=1,5$ . Ωστόσο η μέση θλιπτική τάση υπερβαίνει την τιμή  $0,125 \beta_R$  και συνεπώς επιβάλλει απαιτήσεις εγκιβωτισμού, που είναι βέβαιο ότι δεν είχαν τηρηθεί την εποχή σύνταξης της μελέτης και κατασκευής του έργου.

Προκύπτει επομένως αναγκαία η εκπόνηση περαιτέρω μελέτης ελέγχου σεισμικής επάρκειας και ενίσχυσης της γέφυρας.





ΤΟΜΕΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ



ΚΑΤΟΨΗ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ (ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ)

## ΓΕΦΥΡΑ ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗΣ ΚΗΦΙΣΟΥ ΚΑΙ ΙΕΡΑΣ ΟΔΟΥ

### 1. Στοιχεία αυτοψίας

Μετρήθηκαν και αποτυπώθηκαν τα εμφανή γεωμετρικά στοιχεία της ανωδομής. Εντοπίστηκαν επίσης ορισμένα σχέδια μελέτης (ΥΠΕΧΩΔΕ - ΓΓΔΕ - ΔΜΕΟγ), όχι όμως και τα κατασκευαστικά.

Τα στοιχεία αυτά αναφέρονται στο ειδικό έντυπο απογραφής και στα σχέδια που επισυνάπτονται.

### 2. Συνοπτική περιγραφή

Πρόκειται για γέφυρα σε σημαντικό από κυκλοφοριακής πλευράς κόμβο, στην διασταύρωση του Κηφισού με την Ιερά Οδό.

Το καθαρό λοξό άνοιγμα ανέρχεται σε 25,2 m (μικτό  $\approx 28,4$ ) και το πλάτος σε  $2 \times 16,25 = 32,5$  m.

Η γέφυρα παρουσιάζει λοξότητα  $58^\circ$  ως προς τον άξονα του Κηφισού.

Ο φορέας αποτελείται από προεντεταμένες, προκατασκευασμένες δοκούς, συνδεόμενες με επί τόπου σκυροδετούμενη πλάκα.

Διαδοκίδες υπάρχουν στις στηρίξεις και τα τέταρτα του ανοίγματος.

Το συνολικό ύψος του φορέα ανέρχεται σε 1,30 m.

Από τα σχέδια μελέτης προκύπτει ότι κατηγορία σκυροδέματος είναι B25.

Ο φορέας στηρίζεται με αρθρώσεις σε δοκούς εδράσεως (κεφαλοδέσμους  $1,35 \times 1,50$  m).

Η θεμελίωση πραγματοποιείται με διαφράγματα  $2,50 \times 0,60$  m, θεμελιωμένα στο βραχώδη σχιστόλιθο της περιοχής.

Η συγκεκριμένη γέφυρα, λόγω της αμφιαρθρωτής στήριξής της, δεν παρουσιάζει εμφανή προβλήματα. Επιπλέον η αδυναμία ελέγχου των πασσάλων, λόγω ελλείψεως κατασκευαστικών σχεδίων καθιστά την περαιτέρω έρευνα άνευ νοήματος.

Για λόγους όμως κατανόησης της προτεινόμενης μεθοδολογίας δεχόμεθα ότι η γέφυρα στηρίζεται ανά κλάδο σε 14 απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα διαστάσεων  $200 \times 300 \times 45$  (63), πέντε στρώσεων, διατεταγμένα στους άξονες των δοκών.

### 3. Έλεγχος εφεδράνων

#### 3.1. Γενικά στοιχεία

Εκτιμάται από μία μέση ανάλωση σκυροδέματος  $0,60 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Επιφάνεια ενός κλάδου	$E = 25,20 \times 16,25 \approx$	410 m <sup>2</sup>
Ίδιο βάρος φορέως	$G = 410 \cdot 0,60 \cdot 25 =$	6150 kN
Πρόσθετα φορτία (ασφαλτοτάπητες, πεζοδρόμια, σκυρόδεμα ρύσεων)	$G' = 410 \cdot 3,0 =$	1230 kN
	$\Sigma (G + G') =$	$\frac{7380 \text{ kN}}{\approx 7400 \text{ kN}}$
Δυσκαμψία ομάδας εφεδράνων ( $G = 1,2 \text{ N/mm}^2$ )		

$$\Sigma D_{\varepsilon\varphi} = n \cdot \frac{G \cdot A}{t} = 28 \cdot \frac{1,2 \cdot 0,20 \cdot 0,30}{0,045} = 44,8 \text{ MN/m}$$

Ιδιοπερίοδος συστήματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma(G+G')}{g \cdot \Sigma D_{\varepsilon\varphi}}} = 2\pi \sqrt{\frac{7,40}{9,81 \cdot 44,8}} \approx 0,80 \text{ sec}$$

Λαμβάνεται για την περιοχή Αθήνας και τη στρωματογραφία της ευρύτερης περιοχής Κηφισού

- Επιτάχυνση βάσης  $\alpha = 0,16 \text{ g}$
- Συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma = 1,0$
- Επικινδυνότητα εδάφους B ( $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ ,  $T_2 = 0,60 \text{ sec}$ )

Ο συντελεστής μεταλαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος προς 1,0 λόγω της ανυπαρξίας πλάστιμου στοιχείου στη θεμελίωση.

Εφαρμοστέος σεισμικός συντελεστής σύμφωνα προς τον τύπο 2-1-γ του ΝΕΑΚ.

$$R_d(T) = 0,16 \text{ g} \cdot 1,0 \cdot \frac{1,0}{1,0} \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,60}{0,80}\right)^{2/3} = 0,33 \text{ g}$$

Συνολική σεισμική τέμνουσα φορέα

$$V_{Ed} = 0,33 \cdot 7400 = 2440 \text{ kN} \text{ και ανά εφέδρανο } 2,440/28 \approx 90 \text{ kN}$$

Σεισμική μετακίνηση φορέα

$$d_{Ed} = V_{Ed} / \Sigma D_{\varepsilon\varphi} = 2440/44.800 = 0,055 \text{ m} = 55 \text{ mm}$$

### 3.2. Ελεγχος αντοχής

Κατακόρυφο φορτίο εφεδράνου

$$N_{g+g'} \approx 7400/28 \approx 270 \text{ kN}$$

Δρώσα κατακόρυφη τάση εφεδράνου

$$\sigma_e = \frac{N}{(b_x - d_{Ed}) \cdot b_y} = \frac{270}{(0,20 - 0,055) \cdot 0,30} \approx 6,2 \text{ N/mm}^2$$

Επιφάνεια ενός κλάδου	$E = 25,20 \times 16,25 \approx$	410 m <sup>2</sup>
Ίδιο βάρος φορέως	$G = 410 \cdot 0,60 \cdot 25 =$	6150 kN
Πρόσθετα φορτία (ασφαλτοτάπητες, πεζοδρόμια, σκυρόδεμα ρύσεων)	$G' = 410 \cdot 3,0 =$	1230 kN
	$\Sigma (G + G') =$	$\frac{7380 \text{ kN}}{\approx 7400 \text{ kN}}$
Δυσκαμψία ομάδας εφεδράνων ( $G = 1,2 \text{ N/mm}^2$ )		

$$\Sigma D_{\varepsilon\varphi} = n \cdot \frac{G \cdot A}{t} = 28 \cdot \frac{1,2 \cdot 0,20 \cdot 0,30}{0,045} = 44,8 \text{ MN/m}$$

Ιδιοπερίοδος συστήματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma (G + G')}{g \cdot \Sigma D_{\varepsilon\varphi}}} = 2\pi \sqrt{\frac{7,40}{9,81 \cdot 44,8}} \approx 0,80 \text{ sec}$$

Λαμβάνεται για την περιοχή Αθήνας και τη στρωματογραφία της ευρύτερης περιοχής Κηφισού

- Επιτάχυνση βάσης  $\alpha = 0,16 \text{ g}$
- Συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma = 1,0$
- Επικινδυνότητα εδάφους B ( $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ ,  $T_2 = 0,60 \text{ sec}$ )

Ο συντελεστής μετελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος προς 1,0 λόγω της ανυπαρξίας πλάστιμου στοιχείου στη θεμελίωση.

Εφαρμοστέος σεισμικός συντελεστής σύμφωνα προς τον τύπο 2.1.γ του ΝΕΑΚ.

$$R_d(T) = 0,16 \text{ g} \cdot 1,0 \cdot \frac{1,0}{1,0} \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,60}{0,80}\right)^{2/3} = 0,33 \text{ g}$$

Συνολική σεισμική τέμνουσα φορέα

$$V_{Ed} = 0,33 \cdot 7400 = 2440 \text{ kN και ανά εφέδρανο } 2,440/28 \approx 90 \text{ kN}$$

Σεισμική μετακίνηση φορέα

$$d_{Ed} = V_{Ed} / \Sigma D_{\varepsilon\varphi} = 2440/44.800 = 0,055 \text{ m} = 55 \text{ mm}$$

### 3.2. Ελεγχος αντοχής

Κατακόρυφο φορτίο εφεδράνου

$$N_{g+g'} \approx 7400/28 \approx 270 \text{ kN}$$

Δρώσα κατακόρυφη τάση εφεδράνου

$$\sigma_e = \frac{N}{(b_x - d_{Ed}) \cdot b_y} = \frac{270}{(0,20 - 0,055) \cdot 0,30} \approx 6,2 \text{ N/mm}^2$$

Συντελεστής σχήματος για εφέδρανο διαστάσεων 200 x 300 και πάχος ελαστικής στρώσης  $t = 8 \text{ mm}$  (ιδέ πίνακες των τυποποιημένων εφεδράνων του DIN 4141, μέρος 14), σύμφωνα προς την E39/93, άρθρο 2.7.4.

$$S = \frac{b_x \cdot b_y}{2(b_x + b_y) \cdot t} = \frac{200 \cdot 300}{2(200 + 300) \cdot 8} = 7,5$$

Ανηγγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως

$$\gamma_c = \frac{1,5 \cdot \sigma_e}{S \cdot G} = \frac{1,5 \cdot 6,2}{7,5 \cdot 1,2} = 1,03$$

Ανηγγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω τέμνουσας

$$\gamma_s = d_{Ed} / \Sigma t_i = 55 / 45 = 1,22$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής μπορεί στον παρόντα συνοπτικό έλεγχο να αγνοηθεί.

Συνολική ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση

$$\gamma_{td} = 1,03 + 1,22 = 2,25 < 0,75 \cdot 5,0 = 3,75$$

Επί μέρους σεισμική διατμητική παραμόρφωση

$$\gamma_s = 1,22 < 2,0$$

Κατά συνέπεια το εφέδρανο από πλευράς αντοχής δεν παρουσιάζει πρόβλημα

### 3.3 Ελεγχος ευστάθειας εφεδράνου

Η ευστάθεια ενός μη αγκυρωμένου εφεδράνου θεωρείται ότι εξασφαλίζεται όταν ικανοποιείται κατ' ελάχιστο ένα από τα δύο παρακάτω κριτήρια.

$$(\alpha) \quad b_{\min} \geq 4 \cdot \Sigma t_i \rightarrow 200 \geq 4 \cdot 45$$

Το κριτήριο ικανοποιείται

$$(\beta) \quad \sigma_e \leq \frac{2 \cdot b_{\min}}{3 \cdot \Sigma t_i} \cdot G \cdot S_{\min} \rightarrow 6,2 \leq \frac{2 \cdot 200}{3 \cdot 45} \cdot 1,2 \cdot 7,5 = 26,6$$

Το κριτήριο ικανοποιείται

### 3.4 Ελεγχος ολίσθησης

Για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού, πάνω σε σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονία, ο μέγιστος συντελεστής τριβής είναι ίσος προς

$$\mu = 0,15 + \frac{0,90}{\sigma_e} = 0,15 + \frac{0,90}{6,2} = 0,30$$

$$V_{Ed} = 90 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 270 \text{ kN}$$

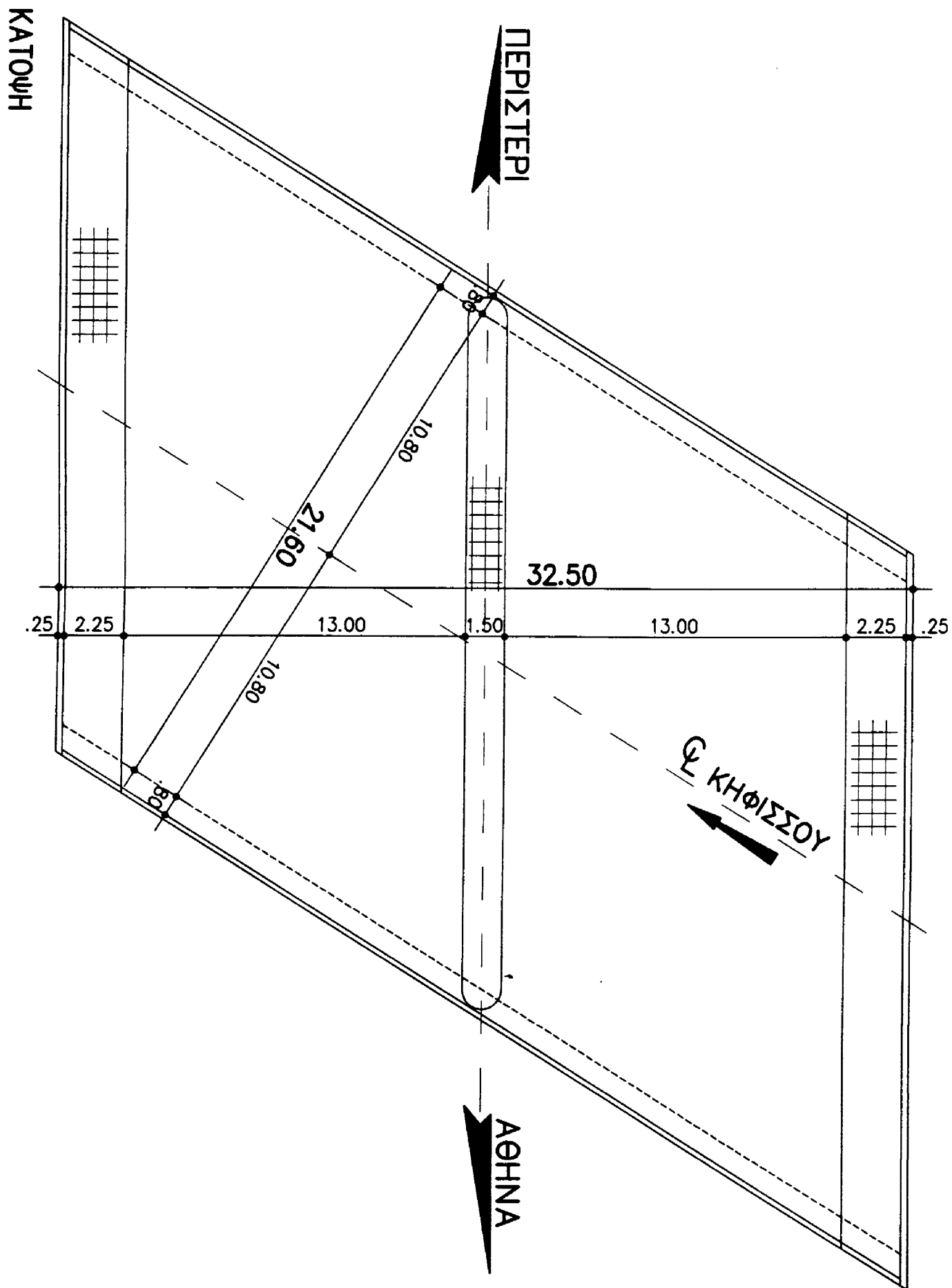
$$V_{Ed} / N_{Ed} = 90/270 = 0,33 > 0,30$$

Συνεπώς, ο έλεγχος ολίσθησης δεν ικανοποιείται και το εφέδρανο απαιτεί αγκύρωση.

Παρά το γεγονός ότι η γεωμετρία του έργου δεν επιτρέπει την πτώση στο κενό του φορέα και κατά συνέπεια η ολίσθηση δεν είναι κρίσιμη απ' αυτής της πλευράς, **όμως εγκυμονεί τον κίνδυνο απώλειας της ευεργετικής ελαστικής στήριξης και κατά συνέπεια μείωσης της ιδιοπεριόδου και αύξησης των σεισμικών δυνάμεων.**

Σύμφωνα προς την προτεινόμενη μεθοδολογία η γέφυρα αυτή θα πρέπει να παραπεμφθεί σε τρίτο στάδιο μελέτης.

ΓΕΦΥΡΑ ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗΣ ΚΗΦΙΣΣΟΥ & ΙΕΡΑΣ ΟΔΟΥ





## ΓΕΦΥΡΑ ΚΑΙΣΑΡΙΑΝΗΣ - ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΟΣ ΥΜΗΤΤΟΥ

### 1. Στοιχεία Αυτοψίας

Εγινε επίσκεψη στη γέφυρα, η οποία αποτελεί Ανω Διάβαση της οδού προς Καισαριανή, πάνω από την οποία διέρχεται ο περιφερειακός Υμηττού.

Κατά την αυτοψία καταγράφηκαν ορισμένα στοιχεία, που με βάση το έντυπο απογραφής, είναι τα εξής:

Ανωδομή: δεν παρουσιάζει κανένα εμφανές πρόβλημα, πλην κάποιας υγρασίας σε ορισμένα σημεία της.

Εφέδρανα: Βρίσκονται σε άριστη κατάσταση.

Βάθρα: Καταγράφηκαν τα γεωμετρικά στοιχεία στα Μεσόβαθρα και στα Ακρόβαθρα.

Επιπλέον εντοπίστηκαν τα σχέδια της γέφυρας τόσο στην Υπηρεσία (Δ/ση Μελετών) όσο και στον μελετητή της κατασκευαστικής εταιρείας.

Ετος κατασκευής του έργου 1983-1984.

### 2. Συνοπτική περιγραφή του έργου

Πρόκειται για λοξή, καμπύλη, προεντεταμένη γέφυρα 4 ανοιγμάτων, μήκους ~80m σε καμπύλη χάραξη οριζοντιογραφικά (ακτίνα  $R=250$  m).

Έχει συνολικό πλάτος 23,50 m.

Το κατάστρωμα έχει μορφή πλακοδοκού με 2 δοκούς πλάτους 2,00 m και ύψους 1,25 m ενώ η πλάκα καταστρώματος έχει μεταβλητό πάχος 0,40 m έως 0,27 m.

Η στήριξη της ανωδομής με τα βάθρα γίνεται μέσω ελαστομεταλικών εφεδράνων, ποικίλων διαστάσεων, όπως φαίνεται στα σχέδια που συνοδεύουν τη μελέτη.

Τα μεσόβαθρα (B35) έχουν διατομή κυκλική διαμέτρου 1,30 m με θεμελίωση σε μεμονωμένα πέδιλα (B25). Τα ύψη των μεσοβάθρων είναι της τάξεως των 5,70 m (διαφέρουν κατά 0,30 m μεταξύ τους).

Η γέφυρα είχε υπολογισθεί σύμφωνα με τον κανονισμό της εποχής με στατική μέθοδο και συντελεστή  $\epsilon = 0,08$ .

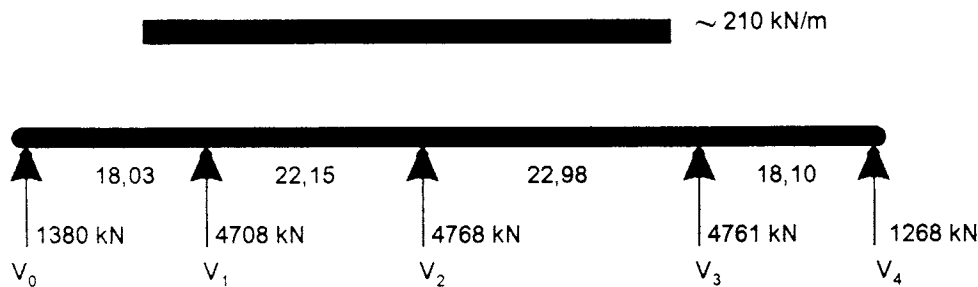
Παρακάτω γίνεται έλεγχος αντοχής ενός των Μεσοβάθρων (του δυσμενέστερου σε φορτία) και έλεγχος των εφεδράνων με βάση την εγκύκλιο Ε39/93.

### 3. Εκτίμηση σεισμικών φορτίων

Από το σχέδιο της κατά πλάτος τομής προκύπτει:

$$\begin{aligned}
 \text{IB φορέα: } & 2 \times [2,00 \times 1,25 + 1/2(0,50 + 0,27) \times 4,25 + (0,36 + 1/3 \times 0,14) \times 5,50] \times 25,0 = \\
 & = 314 \text{ kN/m} \\
 \text{Πεζοδρόμια: } & 2 \times 0,27 \times 3,75 \times 25,0 = 50 \text{ kN/m} \\
 \text{Επικαλύψεις: } & 2 \times 0,10 \times 7,5 \times 22,0 = 33 \text{ kN/m} \\
 \text{Στηθαία: } & 2 \times 2 \times 1/2 (0,22 + 0,15) \times 0,50 \times 25,0 + 1,0 \times 0,35 \times 25,0 = 18 \text{ kN/m} \\
 \hline
 & \approx 420 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Οι αντιδράσεις των υποστυλωμάτων προσεγγίζονται ως αντιδράσεις μιας απλής συνεχούς δοκού, φορτιζόμενης με φορτίο  $\approx 210 \text{ kN/m}$



Η δυσκαμψία των εφεδράνων εκτιμάται ως εξής:

$$\begin{aligned}
 D_1 &= 2 \times 1,20 \times 0,45 \times 0,50 / 0,082 = 65,90 \text{ MN/m} & (A_1, A_4) \\
 D_2 &= 2 \times 1,20 \times 0,45 \times 0,50 / 0,064 = 84,40 \text{ MN/m} & (A_2, A_3) \\
 D_3 &= 2 \times 1,20 \times 0,700 \times 0,700 / 0,050 = 23,53 \text{ MN/m} & (K_1, K_6) \\
 D_4 &= 2 \times 1,20 \times 0,700 \times 0,700 / 0,036 = 32,63 \text{ MN/m} & (K_2, K_5) \\
 D_5 &= 2 \times 1,20 \times 0,700 \times 0,700 / 0,024 = \underline{49,00 \text{ MN/m}} & (K_3, K_4)
 \end{aligned}$$

$$120,23 \text{ MN/m}$$

Επί το δυσμενέστερον δεν λαμβάνεται υπόψη οι παραμορφώσεις των μικρού ύψους στύλων ( $N \approx 5,70 \text{ m}$ ).

Από τα σχέδια της μελέτης λαμβάνεται το συνολικό μέσο άνοιγμα του φορέα που είναι: 77,80 m.

Συνεπώς το συνολικό φορτίο της ανωδομής είναι:

$$\Sigma(G+G') = 420 \times 78,0 \text{ m} = 32760 \text{ kN}$$

Σεισμικά φορτία:  $a_0 = 0,16$ ,  $\gamma = 1,3$  κατηγορία εδάφους A, II

Λαμβάνεται  $q = 1,5$

Ιδιοπερίοδος συστήματος:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma(G+G')}{g \Sigma D_{\varepsilon\varphi}}} = 2\pi \sqrt{\frac{32,76}{9,81 \times 120,23}} = 1,04 \text{ sec} > 0,40$$

$$R_d(T) = 0,16 \text{ g} \times 1,3 \times 1,0/1,5 \times 2,5 \times \left( \frac{0,4}{1,04} \right)^{2/3} \approx 0,19 \text{ g}$$

$$V_{ed} = 32760 \times 0,19 = 6180 \text{ kN}$$

Ελέγχεται ως δυσμενέστερο το υποστύλωμα  $K_4$ . Η σεισμική τέμνουσα του εφεδράνου είναι ίση προς :

$$Q_4 = 6180 \cdot 24,5/120,2 \approx 1260 \text{ kN}$$

Τα εντατικά μεγέθη στο πόδι του υποστυλώματος είναι ίσα προς

$$N_4 = 4768 + \frac{\pi}{4} \cdot \overbrace{1,30^2 \cdot 5,70 \cdot 25,0}^{190} = 4950 \text{ kN}$$

$$Q_4 = 1260 + 1,30 \cdot \overbrace{0,16 \cdot 2,5 \cdot 190}^{100} = 1360 \text{ kN}$$

$$M_4 = 1260 \cdot 5,70 + 100 \cdot 5,70/2 = 7470 \text{ kNm}$$

Για σεισμό κατά την εγκάρσια διεύθυνση πρακτικά αναπτύσσονται τα ίδια εντατικά μεγέθη, δεδομένου ότι η δυσκαμψία του συστήματος υπολογίσθηκε επί των εφεδράνων μόνον.

Επομένως τα μεγέθη ελέγχου του στύλου, σύμφωνα προς την E39/93, έχουν ως εξής:

$$N_4 = 4950 \text{ kN}$$

$$Q_4 = 1360 \cdot \sqrt{1,0^2 + 0,3^2} = 1420 \text{ kN}$$

$$M_4 = 7470 \cdot \sqrt{1,0^2 + 0,3^2} = 7800 \text{ kNm}$$

#### 4. Ελεγχος εφεδράνων

Ελέγχεται ως δυσμενέστερο το εφέδρανο του στύλου  $K_4$  (700 x 700 x 24/34).

##### 4.1 Ελεγχος αντοχής

Συνολικό νεκρό βάρος ανωδομής	$\Sigma(G+G')$	= 32760 kN
Κατακόρυφο φορτίο εφεδράνου	$N_{g+g'}$	= 4768 kN
Τέμνουσα εφεδράνου	$V_{Edx}$	= 1260 kN
	$V_{Edz}$	= 0,30 · 1260 = 378 kN
	$V_{Ed}$	= $\sqrt{260^2 + 378^2} = 454 \text{ kN}$
Σεισμική μετακίνηση φορέα	$d_{Edx}$	= 6180/120,2 = 0,051 m
	$d_{Edz}$	= 0,3 · 0,05 = 0,015 m

$$d_{Ed} = \frac{\sqrt{0,05^2 + 0,015^2}}{\text{mm}} = 52$$

Δρώσα κατακόρυφη τάση εφεδράνου

$$\sigma_e = \frac{4768}{(0,70 - 0,05)(0,70 - 0,015)} = 10,7 \text{ N/mm}^2$$

Συντελεστής οχήματος για εφεδράνα διαστάσεων 700x700x24/34 και πάχος ελαστικού  $t = 8 \text{ mm}$  (DIN 4141 T-1.4) και σύμφωνα με την Εγκύκλιο Ε39/93 άρθρο 2.7.4.

$$S = \frac{b_x b_y}{2(b_x + b_y)t} = \frac{700^2}{2(700 \times 2) \times 8} = 21,87$$

Ανηγγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης

$$\gamma_c = \frac{1,5 \sigma_e}{SG} = \frac{1,5 \times 10,7}{21,87 \times 1,2} = 0,61$$

Ανηγγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω σεισμικής τέμνουσας

$$\gamma_s = d_{Ed} / \Sigma t_i = 52 / 24 = 2,17$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής μπορεί στην παρούσα φάση να αγνοηθεί.

Συνολική ανοιγμένη διατμητική παραμόρφωση:

$$\gamma_{Ed} = 0,61 + 2,17 = 2,78 < 0,75 \times 5,0$$

Επιμέρους σεισμική διατμητική παραμόρφωση  $\gamma_s = 2,17 > 2,0$

Ο έλεγχος αντοχής δεν ικανοποιείται.

#### 4.2 Έλεγχος ευσταθείας

Αυτή θεωρείται ότι εξασφαλίζεται όταν ικανοποιείται κατ' ελάχιστο ένα από τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$\alpha) b_{\min} \geq 4 \Sigma t_i \rightarrow 700 > \overbrace{4 \times 49}^{196}$$

Το κριτήριο ικανοποιείται

$$\beta) \sigma_e \leq \frac{2b_{\min}}{3\Sigma t_i} G \cdot S_{\min} \rightarrow 10,7 \leq \underbrace{\frac{2 \times 700}{3 \cdot 24} 1,2 \times 21,87}_{510}$$

Το κριτήριο ικανοποιείται

Αρα ο έλεγχος ευσταθείας καλύπτεται.

### 4.3. Έλεγχος ολίσθησης

Για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού πάνω σε σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονία ο μέγιστος συντελεστής τριβής είναι ίσος:

$$\gamma = 0,15 + 0,90/\sigma_e = 0,15 + 0,90/10,7 = 0,234$$

$$V_{Ed} = 1316 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 4768 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/N_{Ed} = 1316/4768 = 0,2276 > 0,24$$

Ο έλεγχος ολίσθησης δεν ικανοποιείται και απαιτείται αγκύρωση.

### 5. Έλεγχος υποστυλωμάτων

Ελέγχεται ως πλέον "ύποπτος" ο στύλος K<sub>4</sub>, του οποίου τα εντατικά μεγέθη στην κρίσιμη διατομή πάκτωσης (όπου και η αναμενόμενη πλαστική άρθρωση) είναι

$$N = 4950 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1420 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 7800 \text{ kN}$$

Διατομή υποστυλώματος κυκλική Ø 1,30, B35

$$n = \frac{N}{1,75 \cdot A_c \cdot \beta_R \cdot \frac{1,20}{1,30}} = \frac{4,95}{1,75 \cdot \frac{\pi \cdot 1,30^2}{4} \cdot 23,0 \cdot \frac{1,20}{1,30}} = 0,100$$

$$m = \frac{M}{1,75 \cdot A_c \cdot d \cdot \beta_R \cdot \frac{1,20}{1,30}} = \frac{7,80}{1,75 \cdot \frac{\pi \cdot 1,30^2}{4} \cdot 1,30 \cdot 23,0 \cdot \frac{1,20}{1,30}} = 0,122$$

Από το διάγραμμα αλληλεπίδρασεως διαβάζουμε για τον συνδυασμό  $n=0,100$  και  $m=0,122 \rightarrow \text{tot}\omega_0 = 0,54$  ( $\epsilon_{b_1} = -3,5\%$ ,  $\epsilon_{s_2} = 4,7\%$ ). Ο απαιτούμενος οπλισμός (S420) ανέρχεται σε

$$A_s = \text{tot}\omega_0 \cdot A_c \cdot \frac{\beta_R}{\beta_s} = 0,54 \cdot \pi \cdot \frac{130^2}{4} \cdot \frac{23,0 \cdot \frac{1,20}{1,30}}{420} = 362 \text{ cm}^2$$

Ο οπλισμός αυτός, που αντιπροσωπεύει το 2,7% της διατομής, είναι μικρότερος σημαντικά από τον υπάρχοντα, όπως προκύπτει από τα κατασκευαστικά σχέδια.

Η μέση θλιπτική τάση του υποστυλώματος

$$n = \frac{4,95}{\frac{\pi \cdot 1,30^2}{4}} = 3,73 \text{ N/mm}^2$$

υπερβαίνει την τιμή  $0,125 \beta_R$ .

Επομένως υπάρχει ανάγκη ελέγχου του οπλισμού εγκιβωτισμού της διατομής.

Ο έλεγχος τέμνουσας, εφ' όσον έχει γίνει παραδοχή  $q=1,5$  και αναμένεται πλαστική άρθρωση, οφείλει να γίνει με ικανοτικά μεγέθη.

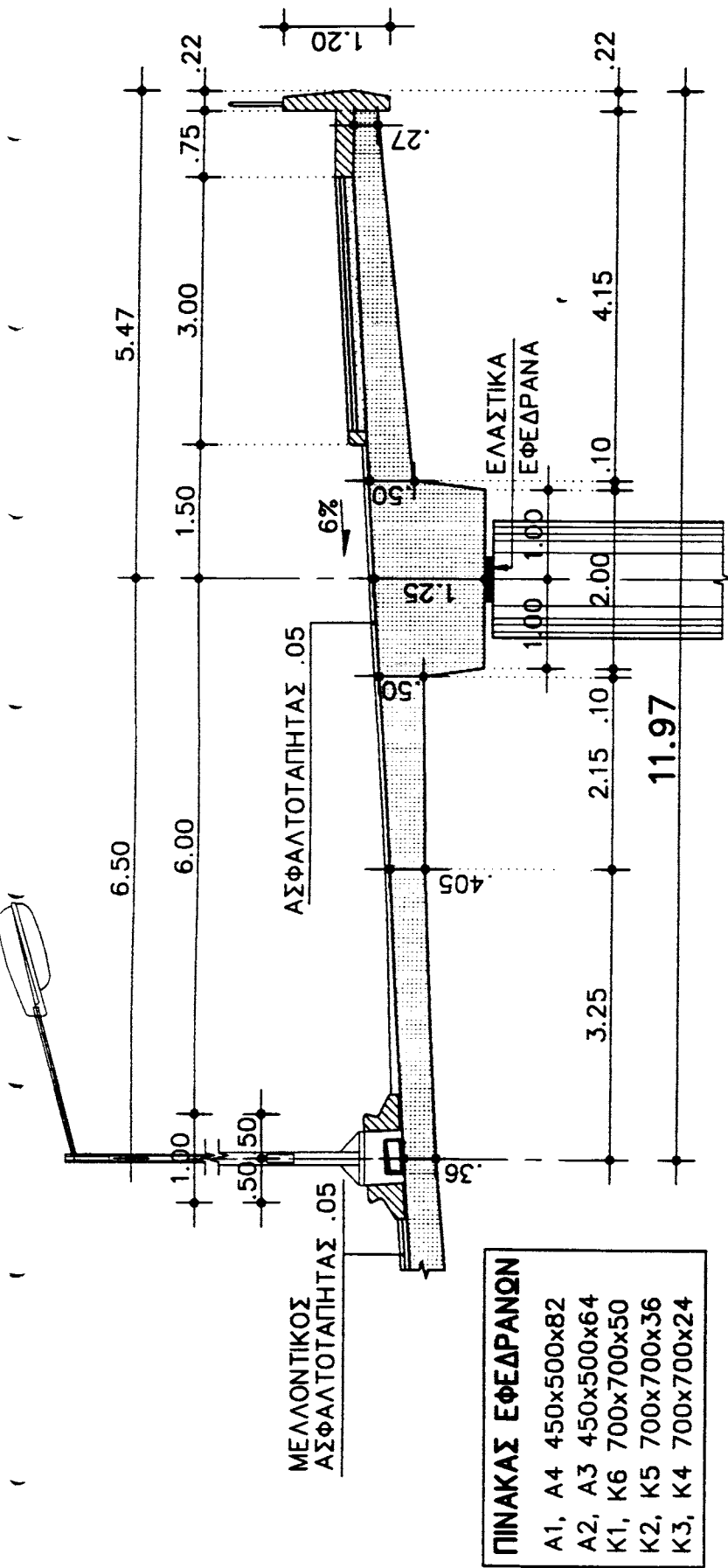
Εάν υποθέσουμε ότι το ζεύγος των τιμών  $n$  και  $m$  αναλαμβάνεται οριακά από την διατομή, τότε η ικανοτική τέμνουσα θα είναι ίση προς  $1,40 \cdot 1420 \approx 2000 \text{ kN}$ . Η τέμνουσα αυτή οφείλει να αναληφθεί από την αποφλοιωμένη μόνο διατομή, δεδομένου ότι δρα στην πλαστική άρθρωση.

$$T = \frac{4}{3} \cdot \frac{2,000}{\pi \cdot 1,10^2/4} = 2,81 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \cdot 23,0 = 5,75 \text{ N/mm}^2$$

## 7. Τελικά συμπεράσματα

Στη συγκεκριμένη γέφυρα ετέθη  $q=1,5$  διότι τόσο ο γεωμετρικός της σχεδιασμός όσο και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες και η εν γένει ποιότητα κατασκευής συνηγορούν.

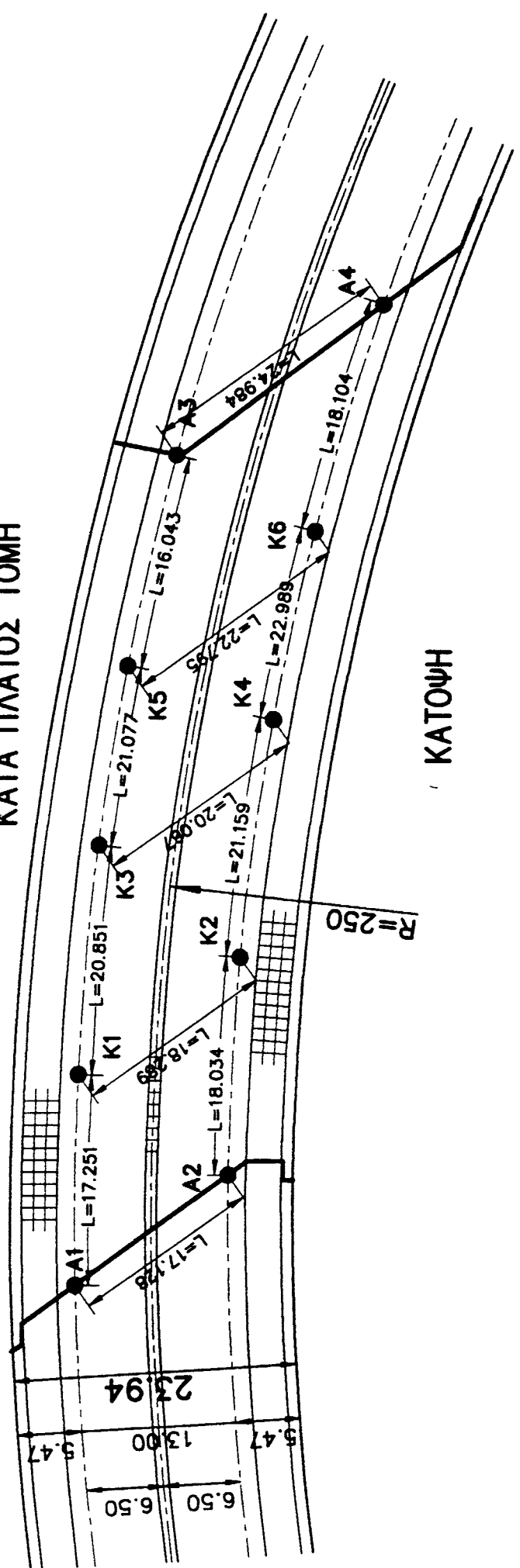
Παρά την τιμή  $q=1,5$  εντοπίζονται προβλήματα αντοχής και ολίσθησης στα εφέδρανα (όπου υπάρχουν υπερβάσεις των επιτρεπομένων ορίων μικρής όμως κλίμακας), όπως επίσης και στα υποστυλώματα. Η γέφυρα πρέπει να παραπεμφθεί στο Γ στάδιο για μια περισσότερο εμπειριστατωμένη μελέτη.



### ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ

A1, A4	450x500x82
A2, A3	450x500x64
K1, K6	700x700x50
K2, K5	700x700x36
K3, K4	700x700x24

### ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗ



## ΧΑΡΑΔΡΟΓΕΦΥΡΑ ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΚΑΜΨΗ ΡΕΘΥΜΝΟΥ

### 1. Στοιχεία αυτοψίας

Στην γέφυρα αυτή δεν πραγματοποιήθηκε αυτοψία. Τα στοιχεία του έργου έχουν ληφθεί από σχέδια που βρέθηκαν στα αρχεία των Υπηρεσιών του ΥΠΕΧΩΔΕ.

Πρόκειται για μία τυπική χαραδρογέφυρα στην Παράκαμψη του Ρεθύμνου, με υψηλά βάθρα και κλασσική προκατασκευή (προκατασκευασμένες, προεντεταμένες δοκοί, επί τόπου πλάκα κυκλοφορίας και διαδοκίδες).

Ετος κατασκευής 1987/88.

Η οριστική μελέτη εκπονήθηκε μετά το 1985 με βάση Κανονισμό Μελετών (Κ.Μ.Ε.) που είχε συνταχθεί για το συγκεκριμένο έργο. Εκτιμάται συνεπώς ότι ανταποκρίνεται καλά στις απαιτήσεις των νεώτερων αντισεισμικών κανονισμών πλην του θέματος του συντελεστή  $q$  (που επηρεάζει έντονα την διαστασιολόγηση εφεδράνων, βάθρων και θεμελίων).

Στην παρούσα φάση εξετάσθηκε η προμελέτη της γέφυρας για λόγους κατανόησης εφαρμογής της προτεινόμενης μεθοδολογίας.

### 2. Συνοπτική περιγραφή

Γέφυρα 4 αμφιερείστων ανοιγμάτων των 39,5 m, συνολικού μήκους ~ 160 m.

Το κατάστρωμα αποτελείται από 5 προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς, ύψους 2,40 m, συνδεόμενες με επί τόπου πλάκα κυκλοφορίας πάχους 0,20 m, απλά οπλισμένη. Το πλάτος του ανέρχεται σε 10,0 m.

Το κατάστρωμα εδράζεται στα βάθρα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα 300x400x69/96 mm διατεταγμένα.

Τα μεσόβαθρα μορφώνονται κοίλα. Το ύψος τους ανέρχεται σε 23,5 m για τα δύο ακραία και 49,5 m για το μεσαίο. Η διατομή τους έχει διαστάσεις 5,60 x 4,60/0,50 για τα δύο ακραία και 5,60 x 4,60/0,80 για το μεσαίο.

Η έδραση των μεσοβάθρων πραγματοποιείται πάνω σε υγιή βράχο και κατά συνέπεια μπορεί να θεωρηθεί ως πλήρης πάκτωση.

### 3. Εκτίμηση σεισμικών φορτίων

#### 3.1. Φορτία

Εκτιμάται για γέφυρες παρόμοιες προς την ελεγχόμενη μέση ανάλωση σκυροδέματος  $0,60 \text{ m}^3/\text{m}^2$ . Τα πρόσθετα φορτία λαμβάνονται λόγω των ολοσώμων στηθαίων ασφαλείας κάπως αυξημένα, ( $5,0 \text{ kN/m}^2$ )

Επιφάνεια καταστρώματος

$$E = 160 \times 10,0 \approx 1600 \text{ m}^2$$

Ίδιο βάρος καταστρώματος	$G = 1600 \cdot 0,60 \cdot 25 =$	24000 kN
Πρόσθετα φορτία καταστρώματος	$G' = 1600 \cdot 5,0 =$	8000 kN
Σύνολο φορτίων καταστρώματος	$\Sigma (G + G') =$	32000 kN
Κεφαλοδοκοί τριών βάθρων	$\Delta G = 3 \cdot 1290 =$	3870 kN
Βάρος ακραίων βάθρων	$G_1 + G_3 = 2 \cdot 5050 =$	10100 kN
Βάρος μεσαίου βάθρου	$G_2 =$	15840 kN
Βάρος ακροβάθρων	$G_0 + G_4 = 2 \cdot 1000 =$	2000 kN
Σύνολο φορτίων βάθρων	$\Sigma G =$	31810 kN

Το φορτίο (μάζα) των βάθρων υπερβαίνει κατά πολύ το 1/5 του φορτίου (μάζα) του καταστρώματος· κατά συνέπεια η σεισμική ένταση δεν μπορεί να αναλυθεί με απλοποιημένες μεθόδους βασιζόμενες στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση, εφαρμόσθηκε η μέθοδος της φασματικής ανάλυσης (Κανόνας CQC, πρόγραμμα ανάλυσης Sofistik).

Οι βασικές ιδιοπερίοδοι του συστήματος έχουν ως εξής:

$T_1 = 1.418 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών καταστρώματος κατά x)

$T_2 = 1.382 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών καταστρώματος κατά y)

$T_3 = 1.197 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών καταστρώματος κατά y)

$T_4 = 0,874 \text{ sec}$  ;

$T_5 = 0,700 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών μεσαίου βάθρου κατά x)

$T_6 = 0,583 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών μεσαίου βάθρου κατά y)

$T_7 = 0,439 \text{ sec}$  ;

$T_8 = 0,391 \text{ sec}$  ;

$T_9 = 0,337 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών μεσαίου βάθρου κατά z)

$T_{10} = 0,253 \text{ sec}$  ;

$T_{11} = 0,252 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών ακραίων βάθρων κατά x)

$T_{12} = 0,252 \text{ sec}$  (διέγερση μαζών ακραίων βάθρων κατά y)

Λαμβάνεται για την περιοχή Ρεθύμνου επιτάχυνση βάσης  $a = 0,24 \text{ g}$  και επικινδυνότητα εδάφους B ( $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ ,  $T_2 = 0,60 \text{ sec}$ ).

Λόγω της μεγάλης κυκλοφοριακής σπουδαιότητας και του γενικά δυσχερούς έργου, η γέφυρα έχει σχεδιασθεί με συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma = 1,30$ .

Λόγω των μεγάλου ύψους βάθρων λαμβάνεται  $q=1,50$  (σημειώνεται ότι στην περίοδο 1987/88 επιτρεπόταν  $q=2,50$ ).

### 3.2. Διαμήκης σεισμός

Η ένταση των βάθρων συνοπτικά έχει ως εξής:

• Ακρόβαθρο	Τέμνουσα κεφαλής	$V_{Ed} = 1664 \text{ kN}$
	Τέμνουσα ποδός	$V_{Ed} = 1665 \text{ kN}$
	Ροπή ποδός	$M_{Ed} = 6658 \text{ kNm}$
• Μεσόβαθρα $M_1, M_3$	Τέμνουσα κεφαλής	$V_{Ed} = 3059 \text{ kN}$
	Τέμνουσα ποδός	$V_{Ed} = 3517 \text{ kN}$
	Ροπή ποδός	$M_{Ed} = 77950 \text{ kNm}$
• Μεσόβαθρο $M_2$	Τέμνουσα κεφαλής	$V_{Ed} = 1523 \text{ kN}$
	Τέμνουσα ποδός	$V_{Ed} = 3447 \text{ kN}$
	Ροπή ποδός	$M_{Ed} = 122310 \text{ kNm}$

### 3.3. Εγκάρσιος σεισμός

Η ένταση των βάθρων συνοπτικά έχει ως εξής:

• Ακρόβαθρο	Τέμνουσα κεφαλής	= 962 kN
	Τέμνουσα ποδός	= 962 kN
	Ροπή ποδός	= 4514 kNm
• Μεσόβαθρα $M_1, M_3$	Τέμνουσα κεφαλής	= 3085 kN
	Τέμνουσα ποδός	= 3522 kN
	Ροπή ποδός	= 79368 kNm
• Μεσόβαθρο $M_2$	Τέμνουσα κεφαλής	= 2452 kN
	Τέμνουσα ποδός	= 4520 kN
	Ροπή ποδός	= 171640 kNm

### 3.4. Κατακόρυφος σεισμός

Ο κατακόρυφος σεισμός προκαλεί στα βάθρα αυξομείωση του αξονικού φορτίου και μόνον. Η αυξομείωση αυτή έχει ως εξής:

• Ακρόβαθρο	Κεφαλή	$\Delta N = \pm 1097 \text{ kN}$
	Πόδι	$\Delta N = \pm 1099 \text{ kN}$
• Μεσόβαθρα $M_1, M_3$	Κεφαλή	$\Delta N = \pm 3516 \text{ kN}$
	Πόδι	$\Delta N = \pm 3981 \text{ kN}$
• Μεσόβαθρο $M_2$	Κεφαλή	$\Delta N = \pm 4581 \text{ kN}$
	Πόδι	$\Delta N = \pm 7202 \text{ kN}$

## 4. Ελεγχος εφεδράνων

Ελέγχονται ως δυσμενέστερα τα εφέδρανα του βάθρου  $M_1$  για διαμήκη σεισμό συνοδευόμενο από το 30% του εγκάρσιου και κατακόρυφου.

#### 4.1. Ελεγχος αντοχής

Συνολικό ίδιο βάρος φατνώματος

$$\Sigma (G+G') = 8000 \text{ kN}$$

Αυξομείωση εκ κατακ. σεισμού

$$\Delta N = \pm 0,30 \cdot 3516 \pm 1000 \text{ kN}$$

Φορτίο ανά εφέδρανο

$$N_{\max} = 8000 + 1000/10 = 900 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 8000 - 1000/10 = 700 \text{ kN}$$

Συνολική σεισμική τέμνουσα

$$V_{Edx} = 3059/1,5 = 2040 \text{ kN}$$

$$V_{Edz} = 0,30 \cdot 3085/1,5 = 615 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{2040^2 + 615^2} = 2130 \text{ kN}$$

Τέμνουσα ανά εφέδρανο

$$V_{Ed} = 2130/10 = 213 \text{ kN}$$

Σεισμικές μετακινήσεις  
(παραμορφώσεις εφεδράνων)

$$d_{Edx} = 2,04/20,87 = 0,098 \text{ m}$$

$$d_{Edz} = 0,615/20,87 = 0,029 \text{ m}$$

$$d_{Ed} = \sqrt{0,098^2 + 0,029^2} = 0,102 \text{ m}$$

Δρώσα κατακόρυφη τάση εφεδράνου

$$\sigma_e = \frac{N}{(b_x - d_{Edx})(b_y - d_{Edy})} = \frac{900}{(0,30 - 0,098)(0,40 - 0,029)} = 12,0 \text{ N/mm}^2$$

Συντελεστής σχήματος για εφέδρανο διαστάσεων 300 x 400 και πάχος ελαστικής στρώσης  $t = 8 \text{ mm}$  (DIN 4141, Μέρος 14) σύμφωνα με την E39/93, άρθρο 2.7.4.

$$S = \frac{b_x \cdot b_y}{2(b_x + b_y) \cdot t} = \frac{300 \cdot 400}{2(300 + 400) \cdot 8} = 10,71$$

Ανηγγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως

$$\gamma_c = \frac{1,5 \cdot \sigma_e}{S \cdot G} = \frac{1,5 \cdot 12,0}{10,71 \cdot 1,2} = 1,40$$

Ανηγγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω σεισμικής τέμνουσας

$$\gamma_s = d_{Ed} / \Sigma t_i = 0,102/0,069 = 1,48$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής μπορεί στον παρόντα συνοπτικό έλεγχο να αγνοηθεί.

Συνολική ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση

$$\gamma_{td} = 1,40 + 1,48 = 2,88 < 0,75 \cdot 5,0$$

Επί μέρους σεισμική διορθωτική παραμόρφωση

$$\gamma_s = 1,48 < 2,0$$

**Κατά συνέπεια το εφέδρανο ικανοποιεί και τους δύο ελέγχους αντοχής.**

#### 4.2. Ελεγχος ευστάθειας εφεδράνου

Η ευστάθεια ενός μη αγκυρωμένου εφεδράνου θεωρείται ότι εξασφαλίζεται όταν ικανοποιείται κατ' ελάχιστο ένα από τα δύο παρακάτω κριτήρια.

$$(\alpha) b_{\min} \geq 4 \cdot t_i \rightarrow 300 \geq 4 \cdot 69$$

$$(\beta) \sigma_e \leq \frac{2 \cdot b_{\min}}{3 \cdot \sum t_i} \cdot G \cdot S_{\min} \rightarrow 12 = \frac{2 \cdot 300}{3 \cdot 69} \cdot 1,2 \cdot 10,71$$

**Και τα δύο παραπάνω κριτήρια ικανοποιούνται· επομένως ο έλεγχος ευστάθειας καλύπτεται.**

#### 4.3. Ελεγχος ολίσθησης

Για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια τριβής ελαστικού, πάνω σε σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονία, ο μέγιστος συντελεστής τριβής είναι ίσος προς

$$\mu = 0,15 + \frac{0,90}{\sigma_e} = 0,15 + \frac{0,90}{9,3} = 0,25$$

$$\sigma_e = \frac{700}{900} \cdot 12,0 = 9,3$$

$$V_{Ed} = 213 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 700 \text{ kN}$  (Λαμβάνεται ως δυσμενέστερη η μικρότερη από τις δύο τιμές του  $N$ )

$$V_{Ed}/N_{Ed} = 213/700 = 0,30 > 0,25$$

**Συνεπώς ο έλεγχος ολίσθησης δεν ικανοποιείται και το εφέδρανο απαιτεί αγκύρωση.**

#### 5. Ελεγχος βάθρου

Το βάθρο ελέγχεται στην βάση του (διατομή πάκτωσης στον κεφαλόδεσμο).

Ελέγχεται ως δυσμενέστερο το βάθρο  $M_2$  για εγκάρσιο σεισμό.

Σύμφωνα προς την Ε39/93 θα πρέπει να συνυπολογισθεί ταυτόχρονος διαμήκης και κατακόρυφος σεισμός, ίσος προς το 30% του σεισμού σχεδιασμού.

Κατά τη γνώμη μας το στοιχείο αυτό μπορεί να μη λαμβάνεται υπόψη στο παρόν επίπεδο ελέγχου (εφ' όσον ελέγχονται στοιχεία σκυροδέματος).

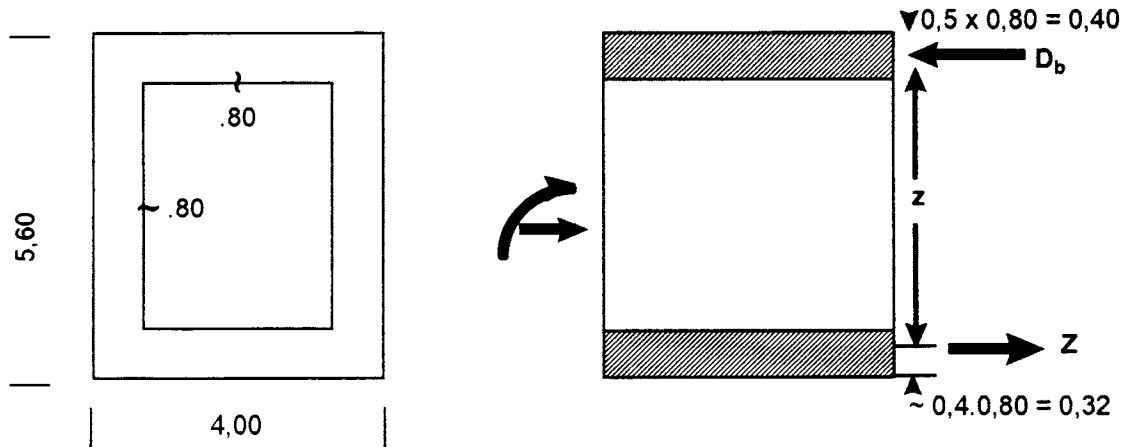
$$\text{Σεισμική τέμνουσα} \quad V_{Ed} = 4520 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμική ροπή} \quad M_{Ed} = 171.640 \text{ kN m} \approx 172 \text{ MNm}$$

Αξονικό φορτίο

$$N_{Ed} = 6000 + 2000 + 1290 + 15840 \pm 7200 = \begin{cases} 32330 \text{ kN} \\ 17930 \text{ kN} \end{cases}$$

### 5.1. Ελεγχος διατομής σε κάμψη



Ελέγχεται η διατομή υπό την ροπή κάμψεως και το μέγιστο ή το ελάχιστο της αξονικής

α)  $M = 172 \text{ MNm}$

$N = 32,3 \text{ MN}$

Εκτιμάται  $h = 5,60 - 0,4 \cdot 0,80 = 5,28 \text{ m}$

$z \approx 5,60 - 0,4 \cdot 0,80 - 0,5 \cdot 0,80 = 4,88 \text{ m}$

$M_e = M + N \cdot (h - d/2) = 172 + 32,3 \cdot (5,28 - 5,60/2) = 252 \text{ MNm}$

$\sigma_m = \frac{252}{4,88 \cdot 4,00 \cdot 0,80} = 16,2 \text{ N/mm}^2 > \frac{17,5}{1,3}$

$Z = \frac{M}{z} - N = \frac{172}{4,88} - 32,3 \approx 3 \text{ MN}$

και  $A_s = 3/420 = 71,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 71,4 \text{ cm}^2$

β)  $M = 172 \text{ MNm}$

$N = 17,9 \text{ MN}$

Εκτιμάται  $h = 5,60 - 0,4 \cdot 0,80 = 5,28 \text{ m}$

$z \approx 5,60 - 0,4 \cdot 0,80 - 0,5 \cdot 0,80 = 4,88 \text{ m}$

$M_e = M + N \cdot (h - d/2) = 172 + 17,9 \cdot (5,28 - 5,60/2) = 216,4 \text{ MNm}$

$\sigma_m = \frac{216,4}{4,88 \cdot 4,00 \cdot 0,80} = 13,9 \text{ N/mm}^2 > \frac{17,5}{1,3}$

$$Z = \frac{M}{z} - N = \frac{172}{4,88} - 17,9 \approx 17,4 \text{ MN}$$

$$\text{και } A_s = 17,4 / 420 = 413 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 413 \text{ cm}^2$$

Ελλείψει πληροφοριών ως προς τον οπλισμό του βάθρου γίνεται δεκτό κατ' αρχή ότι έχει οπλισθεί με το σύνηθες την εποχή κατασκευής ελάχιστο ποσοστό 8‰, περιμετρικά κατανεμημένο. Η παραδοχή αυτή οδηγεί σε πιθανό οπλισμό του εφελκυόμενου πέλματος ίσο προς 8‰·(5,60·4,00 - 4,00·2,40)·4,00/2(4,00+5,60) = 213 cm<sup>2</sup>.

**Η διατομή κρίνεται ανεπαρκής τόσο από πλευράς σκυροδέματος, όσο και από πλευράς οπλισμού.** Η ανεπάρκεια από πλευράς σκυροδέματος είναι περισσότερο βέβαιη από την ανεπάρκεια του οπλισμού, δεδομένου ότι ο τελευταίος δεν είναι γνωστός.

## 5.2. Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

Δεν υπάρχει λόγος να διεξαχθεί, εφ' όσον η διατομή αστοχεί ήδη σε κάμψη.

Εάν όμως υποθέσουμε ότι η διατομή οριακά αντείχε σε κάμψη, τότε ο έλεγχος σε τέμνουσα **θα έπρεπε να διεξαχθεί με ικανοτικά μεγέθη, δεδομένου ότι έγινε χρήση συντελεστή  $q > 1$ .**

Η ικανοτική τέμνουσα θα ήταν ίση κατ' ελάχιστο προς

$$Q = 1,40 \cdot 4520 \approx 6,33 \text{ MN.}$$

Η διατμητική τάση κορμών θα ήταν ίση προς

$$T = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot z} = \frac{6,33}{2 \cdot 0,70 \cdot 4,88} = 0,93 \text{ N/mm}^2 < 0,25 \cdot 17,50$$

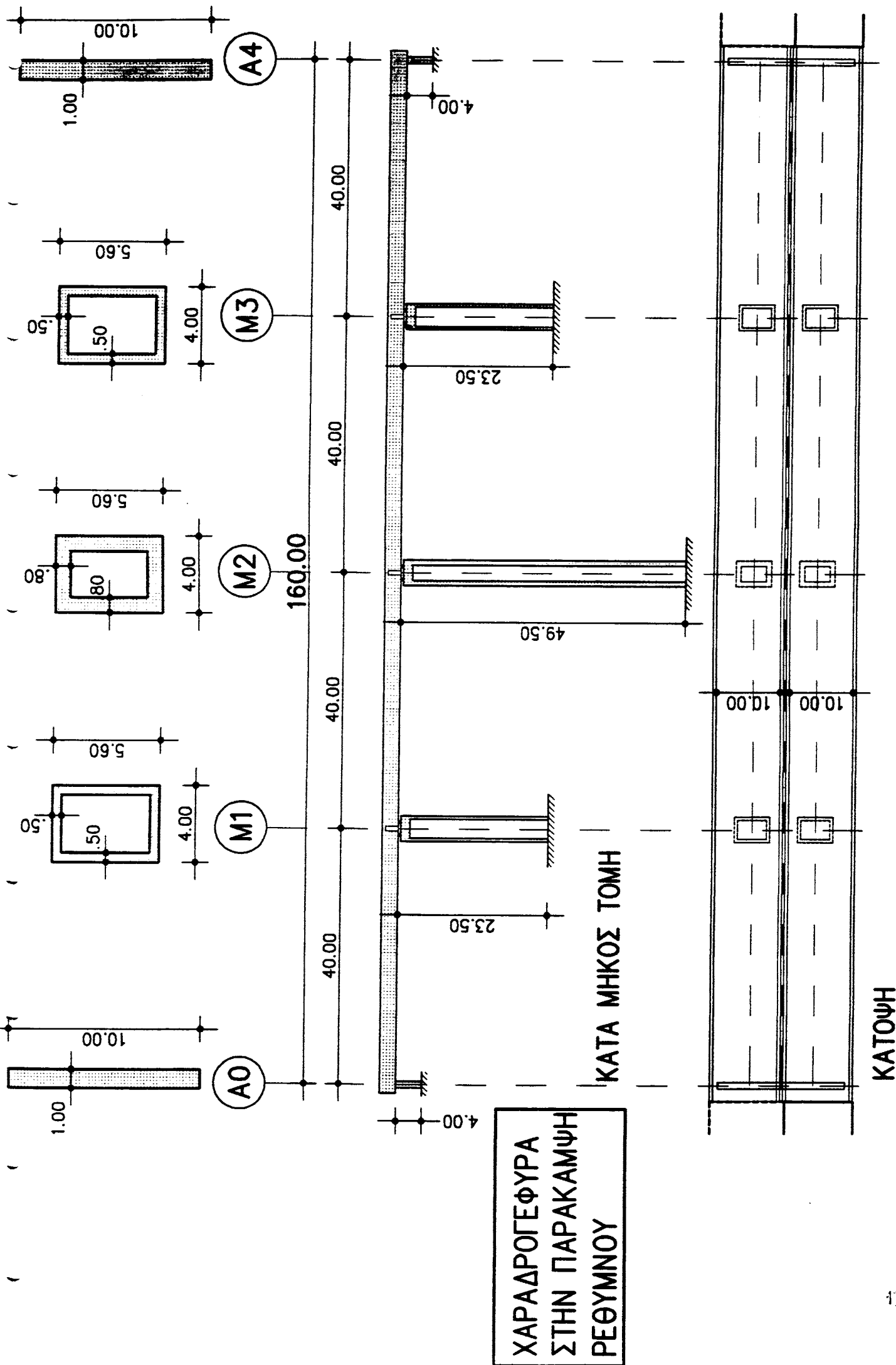
Ως πάχος κορμού ελήφθη το πάχος της αποφλοιωμένης διατομής 0,70 αντί του γεωμετρικού 0,80 m, δεδομένου ότι ο έλεγχος γίνεται στο ύψος της πλαστικής άρθρωσης.

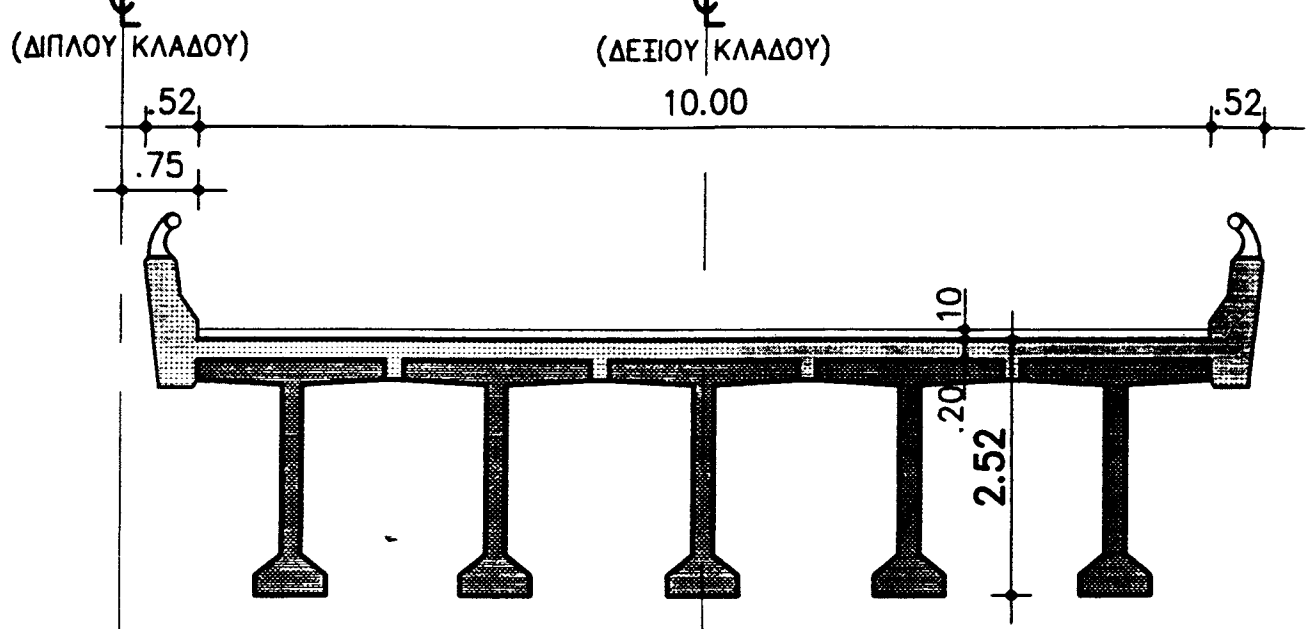
Επομένως από πλευράς διάτμησης η διατομή είναι γεωμετρικά επαρκής.

## 6. Τελικά συμπεράσματα

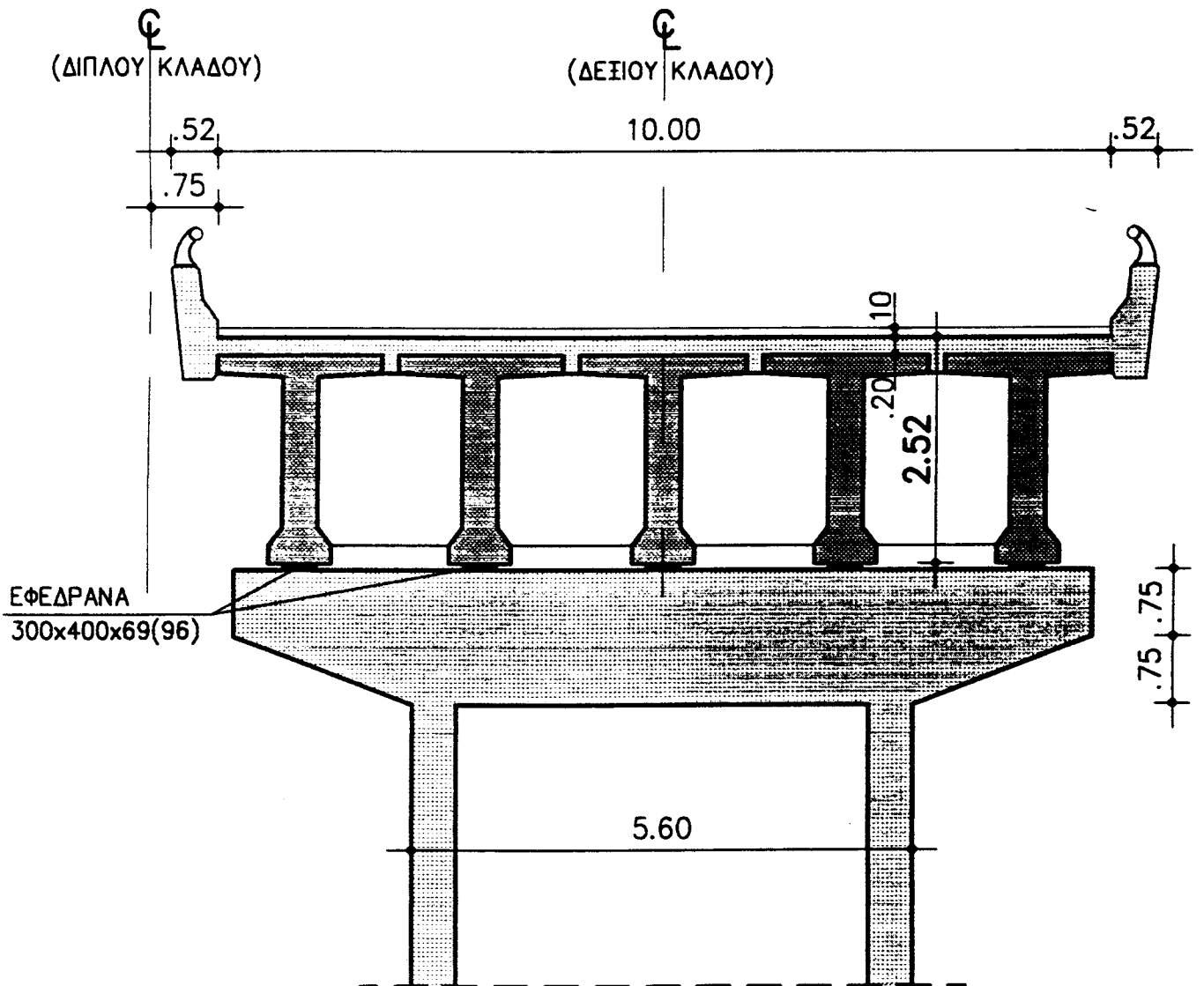
Παρά την παραδοχή  $q=1,5$  (που είναι όμως εύλογη λόγω του ύψους των μεσοβάθρων) εντοπίζονται αδυναμίες τόσο στα εφέδρανα από πλευράς ολίσθησης, όσο και το βάθρο από πλευράς σκυροδέματος και πιθανώς οπλισμού.

Η γέφυρα πρέπει να παραπεμφθεί σε Γ στάδιο για να ελεγχθεί αξιόπιστα και πιθανώς να ενισχυθεί.





ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΗΜΙΤΟΜΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ



ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΗΜΙΤΟΜΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΣΤΗΡΙΓΜΑ

ΧΑΡΑΔΡΟΓΕΦΥΡΑ ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΚΑΜΨΗ ΡΕΘΥΜΝΟΥ

## 5. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

1. Η παρουσιαζόμενη Μεθοδολογία Προσεισμικού Ελέγχου Γεφυρών αποτελεί πρόταση προς εφαρμογή, προκειμένου να διαπιστωθεί η κατ' αρχήν εφαρμοσιμότητά της και να συγκεντρωθούν χρήσιμα συμπεράσματα και παρατηρήσεις για την περαιτέρω βελτίωσή της.

2. Ειδικότερα η εφαρμογή του Σταδίου Α βασίζεται κατά μεγάλο μέρος στην υιοθέτηση τιμών ωρισμένων παραμέτρων, οι οποίες αποτελούν απλώς εκτιμήσεις βασιζόμενες σε τιμές που έχουν υιοθετήσει αντίστοιχες μεθοδολογίες άλλων χωρών, τροποποιημένες κατά την κρίση των μελών της Ομάδας Μελέτης, ώστε να προσαρμόζονται κατά το δυνατόν καλύτερα στις Ελληνικές συνθήκες. Αλλά οι τιμές παραμέτρων των ξένων μεθολογιών, όπως λόγου χάρη οι τιμές  $\lambda$  και  $\mu$  του δείκτη σεισμικής τρωτότητας  $T$ , ή οι τιμές  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ,  $\lambda_3$ ,  $\lambda_4$  του δείκτη δομικής τρωτότητας  $\Delta$ , έχουν βασισθεί σε στατιστική επεξεργασία ικανού αριθμού στοιχείων και μετρήσεων. Το ίδιο ισχύει και για τις τιμές παραμέτρων του δείκτη σπουδαιότητας  $\Sigma$ , όπως ο φόρτος κυκλοφορίας, κλπ.

Επομένως είναι απαραίτητη τόσο η συγκέντρωση υφισταμένων στοιχείων, όσον και η διεξαγωγή ικανού αριθμού μετρήσεων, ώστε από την στατιστική τους επεξεργασία να γίνει δυνατή μία πιο αξιόπιστη βαθμονόμηση των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στη μεθοδολογία του Σταδίου Α.

Μόνον με τον τρόπο αυτό, η προτεινόμενη μεθοδολογία θα καταστεί βαθμιαία ένα πραγματικά χρήσιμο εργαλείο για τον προσεισμικό έλεγχο των γεφυρών.

3. Αυτονόητο είναι ότι η συγκέντρωση στοιχείων και η διεξαγωγή μετρήσεων πρέπει να είναι μία διαδικασία συνεχής και μόνιμη, η οποία θα επιτρέπει την κατά διαστήματα επικαιροποίηση και βελτίωση της μεθοδολογίας.

4. Οσον αφορά το Στάδιο Β του Προσεισμικού Ελέγχου, επειδή όπως τονίζεται στο εισαγωγικό κείμενο, δεσπόζοντα ρόλο στο στάδιο αυτό παίζει η προσωπική εμπειρία του ελέγχοντος, θα πρέπει η αρμόδια υπηρεσία να αναθέτει τον έλεγχο αυτό σε μηχανικούς με σχετική αποδεδειγμένη εμπειρία στη μελέτη γεφυρών, οι οποίοι όμως θα πρέπει να αντιμετωπίσουν το θέμα τους στα πλαίσια της προτεινόμενης απλής λογιστικής προσέγγισης.

5. Προτείνεται επίσης η χρηματοδότηση από το ΥΠΕΧΩΔΕ, με την διακριτική εποπτεία του ΟΑΣΠ και της παρούσης ομάδας μελέτης, για την σύνταξη περισσότερων παραδειγμάτων εφαρμογής της μεθοδολογίας σε υφιστάμενες γέφυρες ανά την Ελλάδα.

5. Τέλος, θα πρέπει να αποτελέσει πρωταρχική μέριμνα των αρμοδίων φορέων η δημιουργία σύγχρονου αρχείου μελετών γεφυρών, χωρίς το οποίο η διαρκής και συστηματική εφαρμογή της Μεθοδολογίας Προσεισμικού Ελέγχου θα καθίσταται δυσχερής και ενίοτε προβληματική.. Όσο για τις νεο-κατασκευαζόμενες γέφυρες, θα πρέπει να αποτελεί συμβατικό όρο η παράδοση στην υπηρεσία από τον ανάδοχο πλήρων σειρών

κατασκευαστικών σχεδίων όπως τελικώς εφαρμόσθηκαν ( as- built ), και από το άλλο μέρος υποχρέωση της υπηρεσίας για την καταχώρησή τους σε οργανωμένο αρχείο, στο οποίο η πρόσβαση να είναι εύκολη, γρήγορη και αποτελεσματική.

Οι συντάκτες της παρούσης εργασίας θεωρούν το ζήτημα αυτού του αρχείου μείζονος σημασίας, συνδεόμενο απόλυτα με την τεχνολογική στάθμη της χώρας στον τομέα των γεφυρών.

