

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



Διπλωματική Εργασία

Δράσεις Tsunami σε Παράκτιες Γέφυρες

Φοιτήτρια: Ιωάννα – Μαρία Μηλιώνη

Επιβλέπων: Δημήτριος Σ. Σοφιανόπουλος

Καθηγητής Π.Θ.

Βόλος, Απρίλιος 2024

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Καθηγητή κ. Δημήτρη Σοφιανόπουλο, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μου, τόσο εντός όσο και εκτός του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας. Επίσης, είμαι ευγνώμων στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής κ. Βανέσσα Κατσαρδή και κ. Ιωάννη Καλογερή για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Ευχαριστώ επίσης τον Ομότιμο Καθηγητή ΕΜΠ κ. Γεώργιο Μιχάλτσο για την συνεχή του υποστήριξη.

Τέλος, ευχαριστώ τις φίλες μου Αγγελική Δήμου, Ιωάννα Δήμου, Μαριάννα Γκιούρκη και τον φίλο μου Χρήστο Αγαθόπουλο για την ηθική υποστήριξή τους και την παρότρυνσή τους για την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Ευσταθία Ζούγλου και Χρήστο Μηλιώνη για την αγάπη, την υπομονή και την υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια. Αφιερώνω αυτή την εργασία σε όλους όσους προσπαθούν να πετύχουν τα όνειρα και τους στόχους τους.

Περίληψη

Οι παράκτιες γέφυρες μπορούν να επηρεαστούν σε μεγάλο βαθμό από ακραίες πλημμυρικές δράσεις (κυρίως tsunامي), οι οποίες μπορεί να προκληθούν από σεισμούς, ηφαιστειακές εκρήξεις και λοιπές υποθαλάσσιες εκρήξεις (συμπεριλαμβανομένων ανατινάξεων, κατολισθήσεων, αποκόλληση παγετώνων, κρούσεων μετεωριτών καθώς και άλλων διαταραχών πάνω ή κάτω από το νερό.

Προτείνεται ένα απλό μαθηματικό μοντέλο ανάλυσης, μελέτης και αποτελεσματικής μαθηματικής επεξεργασίας, χρησιμοποιώντας απλές αρχές υδραυλικής, για τη διερεύνηση των προαναφερόμενων επιπτώσεων, με στόχο την αποφυγή αυστηρών αναλύσεων χρησιμοποιώντας θαλάσσια και παράκτια μηχανική. Η κύρια ιδέα βασίζεται στη μελέτη ενός ρεύματος νερού που εκτοξεύεται από ύψος με σταθερή οριζόντια αρχική ταχύτητα και στην ανάλυση του κρίσιμου κύματος σε αυτά τα ρεύματα νερού. Τα αποτελέσματα, περιλαμβανομένης της δυναμικής των υπερδομών και των θεμάτων ασφαλείας, αποκαλύπτουν κρίσιμες καταστάσεις για την αποτροπή των καταστροφικών φαινομένων του λικνισμού; Της ανατροπής και της μετατόπισης μέσω παραδειγμάτων σε μικρές και μεγάλες παράκτιες γέφυρες. Παρατηρείται ότι οι γέφυρες μεγαλύτερου μήκους εμφανίζουν αποδεκτές παραμορφώσεις εν αντιθέσει με αυτές μικρότερου μήκους, ενώ η ανατροπή φαίνεται να είναι το πιο κρίσιμο φαινόμενο και για τα δύο είδη γεφυρών.

Περιεχόμενα

ΘΕΜΑ	σελίδα
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	1
1.1 Τσουνάμι: Ορισμοί, αίτια και χαρακτηριστικά	1
1.2 Η αναγκαιότητα κατασκευής παράκτιων γεφυρών για ακραία πλημμυρικά φαινόμενα	2
1.3 Χαρακτηριστικά παραδείγματα κατάρρευσης γεφυρών λόγω ακραίων πλημμυρικών φαινομένων	3
1.4 Επεξήγηση των αιτιών πρόκλησης κατάρρευσης παράκτιων γεφυρών υπό την επίδραση ακραίων φαινομένων, μέσω πολύχρονων ερευνών	6
Κεφάλαιο 2: Εμβάθυνση επί του φαινομένου τσουνάμι	10
2.1 Γενικές επισημάνσεις	10
2.2 Γεωμετρία του κύματος	13
2.3 Φόρτιση: Πιθανά μοντέλα – σενάρια	15
2.4 Γενικευμένες δράσεις	16
2.5 Φορτίσεις	17
Κεφάλαιο 3: Η κίνηση της γέφυρας και θέματα ασφάλειας	18
3.1 Διέπουσες εξισώσεις	18
3.2 Κατακόρυφη κίνηση	19
3.3 Πλευρική κίνηση	20
3.4 Στρεπτική κίνηση	21
3.5 Ασφάλεια γεφυρών	22
i. Δρώσες γενικευμένες δυνάμεις	22
ii. Δυνάμεις αντίδρασης	23
iii. Λικνισμός (rocking)	24
iv. Μετατόπιση (shifting)	24
v. Ανατροπή (overturning)	25

ΘΕΜΑ	σελίδα
Κεφάλαιο 4: Αριθμητικά αποτελέσματα – σχολιασμός και συμπεράσματα	26
4.1 Οι γέφυρες	26
4.2 Το κύμα	27
i. Η επιρροή της παραμέτρου α	27
ii. Η επιρροή της αλλαγής της ταχύτητας	28
iii. Φορτία και ταχύτητα	28
4.3 Η κίνηση του καταστρώματος	29
i. Γέφυρα ανοίγματος $L=16m$	29
ii. Γέφυρα ανοίγματος $L=70m$	31
4.4 Θέματα ασφάλειας των γεφυρών	33
i. Γέφυρα ανοίγματος $L=16m$	33
ii. Γέφυρα ανοίγματος $L=70m$	34
4.5 Ποσοτική σύγκριση αποτελεσμάτων με υφιστάμενα από αριθμητικές προσομοιώσεις	36
4.6 Συμπεράσματα	38
Παράρτημα: Απλά Θέματα Υδραυλικής	40
A1. Πρόσπτωση φλέβας ύδατος επί επίπεδης κατακόρυφης επιφάνειας	40
A2. Πρόσπτωση φλέβας ύδατος επί επίπεδης κεκλιμένης επιφάνειας	41
A3. Εκτόξευση φλέβας ύδατος	41
Βιβλιογραφία	43

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή

1.1 Τσουνάμι: Ορισμοί, αίτια και χαρακτηριστικά¹

Το τσουνάμι (λέξη στα Ιαπωνικά που σημαίνει κύμα του λιμανιού) είναι ένα καταστροφικό ωκεάνιο κύμα, που προκαλείται από υποθαλάσσιο σεισμό, από υποθαλάσσια ή παράκτια κατολίσθηση ή από ηφαιστειακή έκρηξη. Θα μπορούσε επίσης να προκληθεί και από πρόσκρουση μετεωρίτη από το διάστημα στη θάλασσα (γεγονός που πιθανώς συνέβη πριν εκατομμύρια χρόνια) αλλά στην σύγχρονη εποχή δεν υπάρχει κάποια σχετική καταγραφή.

Μετά το συμβάν από το οποίο δημιουργείται ένα τσουνάμι, διαδίδεται ένας συρμός απλών προοδευτικών ταλαντωτικών κυμάτων, που καλύπτουν μεγάλες αποστάσεις στην επιφάνεια του ωκεανού, σε συνεχώς διευρυνόμενους κύκλους, σαν τα κύματα όταν ένα βότσαλο πέφτει σε μια ρηχή λίμνη.

Σε βαθιά ύδατα, ένα τσουνάμι μπορεί να ταξιδέψει με ταχύτητα έως 800 χιλιόμετρα την ώρα^[40], με τεράστιου μεγέθους μήκη κυμάτων (που μερικές φορές υπερβαίνουν τα 500 χιλιόμετρα). Παρά ταύτα το ύψος τους είναι μικρό, περίπου ίσιο με 30 έως 60 εκατοστά. Οι περίοδοι των κυμάτων (ο χρόνος που απαιτείται για ένα κύμα να περάσει πάνω από ένα σημείο συνολικά) είναι πολύ μεγάλες, και από πέντε λεπτά μπορεί να φθάσουν και την μία ώρα. Σαν αποτέλεσμα, δεν επηρεάζονται σε βαθιά νερά από κύματα λόγω ανέμου και γενικότερα «φουσκοθαλασσιές».

Καθώς τα κύματα πλησιάζουν την ακτή μιας ηπείρου, η τριβή τους με το συνεχώς μειούμενου ύψους βυθό της θάλασσας μειώνει τη ταχύτητα τους. Αποτέλεσμα είναι η μείωση των μηκών κύματος και η αύξηση του ύψους αυτών. Τα παράκτια κύματα μπορεί να αποκτήσουν ύψος μέχρι 30 m πάνω από τη στάθμη της θάλασσας μέσα σε χρονικό διάστημα 10 – 15 min. Περισσότερες πληροφορίες μπορούν να αντληθούν επίσης από τις παρακάτω ιστοσελίδες:

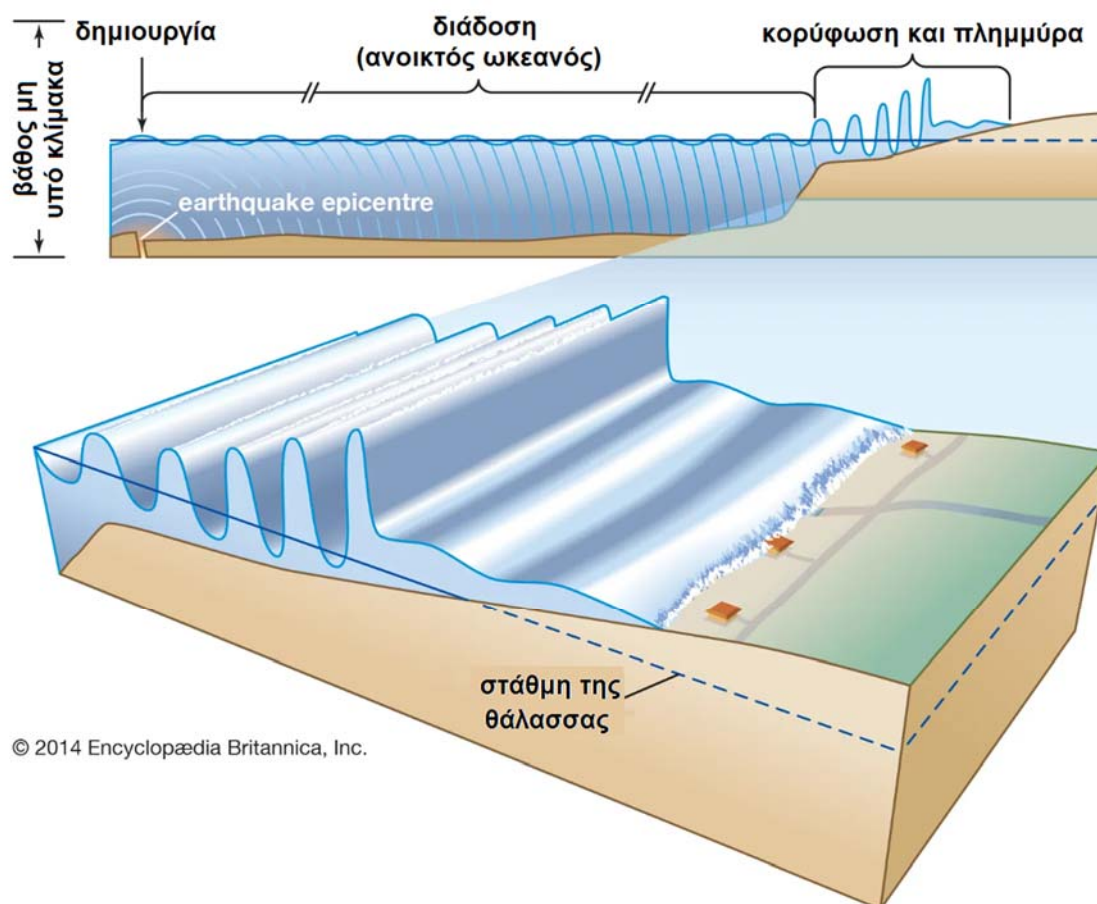
<https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A4%CF%83%CE%BF%CF%85%CE%BD%CE%AC%CE%BC%CE%B9>

<https://besafenet.net/el/hazards/tsunami/>

<https://oceanservice.noaa.gov/facts/tsunami.html>

Χαρακτηριστικό είναι το μεταφρασμένο Σχήμα 1.1, από το link της υποσημείωσης, όπου φαίνεται η πορεία ενός τσουνάμι μέχρι την ακτή.

¹ <https://www.britannica.com/science/tsunami>



Σχήμα 1.1 Προοδευτική κίνηση ενός τσουνάμι από την γένεση του μέχρι την ακτή

1.2 Η αναγκαιότητα κατασκευής παράκτιων γεφυρών για ακραία πλημμυρικά φαινόμενα^[40]

Οι παράκτιες γέφυρες, οι οποίες συνδέουν νησιά με την ηπειρωτική στεριά είναι κατασκευές που συναντάμε συχνά σήμερα, σχεδιαζόμενες συνήθως για κανονικές συνθήκες. Ωστόσο, υπάρχουν περιπτώσεις ακραίων κυμάτων λόγω τσουνάμι, τα οποία προκαλούνται από την απομάκρυνση του νερού από ένα μεγάλο γεγονός και διασχίζουν τη θάλασσα με ταχύτητα έως 80 km/h. Με την εν λόγω ταχύτητα, μπορούν διαχίζουν ολόκληρο τον Ειρηνικό Ωκεανό σε λιγότερο από 24h. Οι μεγάλες διαστάσεις των μηκών κύματος οδηγούν σε ελάχιστη απώλεια ενέργειας όσο κινούνται προς τις ακτές.

Επομένως, προκειμένου να μην εμποδίζεται η ναυσιπλοΐα, οι γέφυρες μεγάλου μήκους που συνδέουν την ηπειρωτική ακτή με τα νησιά έχουν κατασκευαστεί αρκετά ψηλά πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας. Συνεπώς, τα κύματα του τσουνάμι δεν

μπορούν να επηρεάσουν το κατάστρωμα της γέφυρας, αλλά πιθανόν, τους πυλώνες οι οποίοι συνήθως έχουν τη δύναμη να αντισταθούν στις εφαρμοζόμενες δυνάμεις.

Αντίθετα, οι παράκτιες γέφυρες έχουν καταστρώματα τα οποία κατασκευάζονται σε μικρό ύψος από τη στάθμη της θάλασσας. Σε περίπτωση κάποιας καταιγίδας πάντως και το άνω μέρος του καταστρώματος μπορεί να πληγεί.

Η συνήθης προστασία των καταστρωμάτων γεφυρών από εξωτερικές δράσεις, γίνεται αξιοποιώντας το ίδιο βάρος τους και την εφαρμογή εφεδράνων απορρόφησης ενέργειας και περιορισμού μετατοπίσεων στις στηρίξεις. Πλην όμως, σε περίπτωση τσουνάμι, αυτή η μεθοδολογία σχεδιασμού μπορεί να αποβεί μοιραία.

1.3 Χαρακτηριστικά παραδείγματα κατάρρευσης γεφυρών λόγω ακραίων πλημμυρικών φαινομένων^[40]

Ένα από τα πλέον χαρακτηριστικά παραδείγματα καταστροφής γέφυρας λόγω πλημμύρας, η οποία χρονολογείται από το 1932, είναι αυτή της σιδηροδρομικής γέφυρας του Copper River στην Αλάσκα. Η εν λόγω κατασκευή ουσιαστικά καταστράφηκε ολοσχερώς από τρομερή πλημμύρα, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 1.2.



Σχήμα 1.2 Ολοκληρωτική καταστροφή της γέφυρας του ποταμού Copper στην Αλάσκα λόγω πλημμύρας²

² <https://www.sciencebase.gov/catalog/item/51dda38be4b0f72b4471e115>

Η εν λόγω γέφυρα ανακατασκευάστηκε, αλλά υπέστη εκ νέου σημαντικές ζημιές μετά από το σεισμό της 27ης Μαρτίου στον κόλπο της Αλάσκας, ο οποίος είχε σαν αποτέλεσμα τσουνάμι³. Πιο συγκεκριμένα, ο σεισμός αυτός (γνωστός ως της Μεγάλης Παρασκευής) είναι ο μέγιστος καταγεγραμμένος στις ΗΠΑ, μεγέθους 9.2 της κλίμακας Richter (και 2^{ος} από πλευράς έντασης παγκόσμια). Μια από αυτές τις ζημιές ήταν σε κάποιες στηρίξεις της γέφυρας λόγω ταλαντώσεων, σύμφωνα με το Σχήμα 1.3.



Σχήμα 1.3 Ζημιά στη στήριξη της γέφυρας Copper River λόγω ταλάντωσης

Δώδεκα έτη αργότερα, και συγκεκριμένα στις 4 Φεβρουαρίου 1976, η Γουατεμάλα επλήγη από σεισμό με αποτέλεσμα τρία (3) κεντρικά ανοίγματα της γέφυρας Agua Caliente να καταρρεύσουν λόγω δονήσεων και πλημμύρας, όπως απεικονίζεται στα Σχήματα 1.4 και 1.5.

³ <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/events/alaska1964/>



Σχήμα 1.4 Κατάρρευση τριών ανοιγμάτων της γέφυρας Agua Caliente, μακρινή λήψη⁴



Σχήμα 1.5 Κατάρρευση τριών ανοιγμάτων της γέφυρας Agua Caliente, κοντινή λήψη

⁴ <https://www.sciencebase.gov/catalog/item/51dc4579e4b0f81004b7b579>

1.4 Επεξήγηση των αιτιών πρόκλησης κατάρρευσης παράκτιων γεφυρών υπό την επίδραση ακραίων φαινομένων, μέσω πολύχρονων ερευνών^[40]

Υπάρχουν αρκετά άρθρα στη βιβλιογραφία που ασχολούνται με τα προβλήματα ταλάντωσης, ανατροπής και ακραίων μετατοπίσεων σε γέφυρες, τα οποία οφείλονται κυρίως σε σεισμούς και ακραίες πλημμύρες.

Η Zerva^[1] για παράδειγμα, αξιολόγησε την απόκριση συνεχών δοκών με δύο (2) και τρία (3) ανοίγματα, διαφόρων μηκών, υπό την επίδραση χωρικά μεταβαλλόμενης σεισμικής κίνησης. Χρησιμοποιώντας μια στοχαστική αναπαράσταση αυτής της κίνησης εισαγόμενη στις στηρίξεις, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις ευαισθησίας της αντίδρασης ως προς τον βαθμό συσχέτισης μεταξύ των κινήσεων των στηρίξεων. Διαπιστώθηκε ότι η συνήθης υπόθεση ισότιμης κίνησης των στηρίξεων είναι αμφισβητήσιμη.

Επιπλέον, στην δημοσίευση των Price και Eberhard^[2] μελετήθηκε η επιρροή μιας ανομοιομορφίας σεισμικής διέγερσης σε μικρού μήκους γέφυρες. Αναπτύχθηκε μια μέθοδος, βασιζόμενη στην τροποποίηση του ποσοστού συμμετοχής των ταλαντώσεων, με σκοπό τις επιπτώσεις της διέγερσης πολλαπλών στηρίξεων σε αναλύσεις απόκρισης. Επιπρόσθετα, είναι αναγκαίο να αναφερθεί το έργο των Μιχάλτσου και Ραφτογιάννη^[3], οι οποίοι προσέφεραν μια θεωρητική προσέγγιση για την αντιμετώπιση των προαναφερόμενων προβλημάτων σε γέφυρες, οι οποίες υποβάλλονται σε σεισμικές κινήσεις με επίκεντρο είτε πλησίον είτε μακράν αυτών. Αναπτύχθηκε ένα απλό μοντέλο για την μελέτη των φαινομένων, με παράλληλη παράθεση σχετικών δεικτών ασφάλειας.

Ο Xiong και συνεργάτες του^[4] ερεύνησαν την προσομοίωση της ανατροπής και την αξιολόγηση της ασφάλειας γεφυρών οι οποίες στηρίζονται σε πυλώνες απλού στύλου, υπό την επίδραση πολλών φορτίων. Χρησιμοποίησαν τρισδιάστατες προσομοιώσεις (συμπεριλαμβανομένων υπερδομών, εφεδράνων και πυλώνων), λαμβάνοντας υπόψη μη γραμμικότητες υλικού και γεωμετρίας. Κατέληξαν στο συμπέρασμα πως οι μέθοδοι οι οποίες βασίζονται σε προδιαγραφές υπερεκτιμούν σημαντικά το επίπεδο ασφαλείας, ενώ ο δείκτης ασφαλείας παρέχει πιο λογικά αποτελέσματα μέχρι την τελική κατάρρευση. Επίσης^[5], μελετήθηκε η ευστάθεια έναντι ανατροπής σε καμπύλες γέφυρες υπό σεισμική δράση, αξιολογώντας τις επιπτώσεις λόγω διαφόρων παραμέτρων.

Τα χαρακτηριστικά φαινομένων ακραίας πλημμύρας (όπως για παράδειγμα του τυφώνα Ivan στον κόλπο του Μεξικού^[6]) και η επίδραση τους στην απόκριση παράκτιων γεφυρών και άλλων κατασκευών παραμένει αντικείμενο πολλών δημοσιεύσεων. Αναλυτικότερα, ο Kosa^[7] πραγματοποίησε ανάλυση ζημιών σε γέφυρες οι οποίες επηρεάστηκαν από το τσουνάμι λόγω του μεγάλου σεισμού στην ανατολική Ιαπωνία (Great East Japan, Tohoku) της 11^{ης} Μαρτίου 2011. Δύο αναλυτικές προσεγγίσεις, βασισμένες σε καταγραφές (βίντεο) και αριθμητική ανάλυση, πραγματοποιήθηκαν για να αξιολογηθούν τα χαρακτηριστικά του τσουνάμι και οι μηχανισμοί εκροής των ανοιγμάτων. Αναφέρθηκαν σημαντικά συμπεράσματα σχετικά με τις παραμέτρους δράσης του τσουνάμι για κάθε μία από τις 37 γέφυρες που εξετάστηκαν.

Ο Yim κ.α.^[8] ανέπτυξαν έναν αναλυτικό σχεδιασμό για την καλύτερη κατανόηση των φορτίων τσουνάμι στις κατασκευές, περιλαμβάνοντας άμεση, συγκεκριμένη προσδιοριστική ανάλυση και πειράματα που απαιτούνται για τον υπολογισμό μοντέλων πλημμύρας από τσουνάμι για το δομημένο περιβάλλον, καθώς και μια συνολική διαδικασία εκτίμησης φορτίων τσουνάμι βασισμένη σε πιθανοτική ανάλυση. Στην δημοσίευση των Azadbakht και Yim^[9] εξετάστηκαν τα φορτία που εκτιμήθηκαν σε πέντε παράκτιες γέφυρες στη δυτική ακτή των ΗΠΑ, με έμφαση στις οριζόντιες δυνάμεις, στις κατακόρυφες δυνάμεις και στις ροπές ανατροπής. Η προσομοίωση και η ανάλυσή τους διεξήχθη σε δύο (2) στάδια: (α) αρχικό και μερικής κάλυψης ύδατος του καταστρώματος και (β) πλήρους πλημμύρας, και προτάθηκε μια διαδικασία σχεδιασμού για τον υπολογισμό των μέγιστων δυνάμεων στις υπερδομές των γεφυρών. Προέκυψε ικανοποιητική συμφωνία μεταξύ των αριθμητικών προβλέψεων και των εκτιμήσεων των δυνάμεων των τσουνάμι με βάση τις αναλυτικές εκφράσεις.

Σε συνέχεια της προηγούμενης εργασίας οι Xiang κ.α.^[10] προέβησαν στην προσομοίωση ενός τσουνάμι με ένα μοναχικό κύμα και διερεύνησαν τόσο πειραματικά (σε μεγάλη κλίμακα) όσο και αριθμητικά τις επιδράσεις των δυνάμεων λόγω πρόσπτωσης ρευστού στο κατάστρωμα μιας χαρακτηριστικής παράκτιας γέφυρας (σε δύο διευθύνσεις) λόγω πλημμυρικού φαινομένου. Μία αριθμητική παραμετρική μελέτη (για τον καθορισμό των επιπτώσεων της μεταβολής της μορφής της γέφυρας και του ύψους του κύματος), οδήγησε σε μια αποδοτική και βελτιωμένη απλοποιημένη διαδικασία.

Στην έρευνα των Riggs κ.α.^[11] παρατέθηκαν τόσο περισσότερα αποτελέσματα όσο και αριθμητικές προσομοιώσεις αναφέρονται και στην έρευνα των. Αυτά συμπληρώθηκαν στη συνέχεια με τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων των Araki και Deguchi^[12] για τη γέφυρα πάνω από τον ποταμό Narrow, που αφορούν τις δυνάμεις του τσουνάμι. Επισημάνθηκε ότι η κατακόρυφη συνιστώσα της δύναμης του τσουνάμι είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με την οριζόντια σε πολλές περιπτώσεις καθώς επίσης ότι το ύψος της κορυφής του κύματος αυξάνει την πίεση αυτού. Τα ως άνω συμπληρώνονται και από την πειραματική μελέτη των Larsen κ.α.^[13].

Μεγάλου ενδιαφέροντος είναι η έρευνα των Istrati κ.α.^[14], στην οποία αναφέρθηκε και συζητήθηκε η ανάλυση της επίδρασης των κυμάτων τσουνάμι καθώς επίσης και των συνδετικών δυνάμεων σε παράκτιες γέφυρες. Το άρθρο σχετίστηκε με την ανάλυση υδροδυναμικών πειραμάτων μεγάλης κλίμακας και αφορούσε την επίδραση κυμάτων τσουνάμι σε μια γέφυρα με ανοιχτές δοκούς. Η έρευνα αυτή διεξήχθη στην Μεγάλη Πυργίδα Κυμάτων στο Πανεπιστήμιο του Oregon State. Βασίζεται στη ζημιά των παράκτιων γεφυρών από τα τσουνάμι στον Ινδικό Ωκεανό το 2004 και στην Ιαπωνία το 2011. Αυτή η ανάλυση αποκάλυψε ότι:

α) Τα τσουνάμι εισάγουν σημαντικές δυνάμεις ορμής, τόσο οριζόντιες (F_h) όσο και δυνάμεις ανύψωσης (F_v), κατά την επίδρασή τους στις παράκτιες γέφυρες.

β) Το μέγιστο F_h και το μέγιστο F_v δεν συμβαίνουν πάντα ταυτόχρονα και αντίθετα προς τη συνιστώμενη πρακτική, η ταυτόχρονη εφαρμογή τους στο κέντρο βάρους του καταστρώματος δεν οδηγεί σε συντηρητικές εκτιμήσεις της απαίτησης ανύψωσης σε κάθε σύνδεση,

γ) Οι παράκτιες συνδέσεις πρέπει να αντέχουν το μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής επιβληθείσας ανύψωσης του καταστρώματος μεταξύ όλων των συνδέσεων.

δ) Την δημιουργία σημαντικής ροπής ανατροπής κατά την αρχική πρόσκρουση, όταν οι δυνάμεις ορμής είναι μέγιστες, που είναι η κύρια αιτία για την αυξημένη ανύψωση στις παράκτιες συνδέσεις και

ε) Ούτε το μέγιστο F_v ούτε η μέγιστη ροπή ανατροπής συμπίπτουν πάντα με τη μέγιστη ζήτηση σε κάθε σύνδεση, υποδεικνύοντας την ανάγκη να ληφθούν υπόψη πολλοί συνδυασμοί δυνάμεων με αντίστοιχες ροπές ή με αντίστοιχες θέσεις εφαρμογής, προκειμένου να προσδιοριστεί το κυρίαρχο σενάριο για κάθε δομικό στοιχείο.

Τα προαναφερθέντα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι υφίσταται επιτακτική ανάγκη αλλαγής στην αξιολόγηση του κινδύνου των τσουνάμι για τις παράκτιες

γέφυρες, η οποία δέον όπως συμπεριλάβει οπωσδήποτε και την κατανομή του φορτίου λόγω τσουνάμι δομικά στοιχεία μιας γέφυρας, πλέον της εκτίμησης του συνολικού σχετικού φορτίου. Παράλληλα, δείχτηκε από τον Synolakis^[15] η επάρκεια της γραμμικής θεωρίας με σκοπό την εύρεση / εκτίμηση του μέγιστου κύματος σε επίπεδες παραλίες, με δημοσιευμένη επίσης μια πολύ καλή ανασκόπηση επί του θέματος^[16].

Η επιστημονική προσέγγιση και οι σχετικές μελέτες που αφορούν σεισμούς και τσουνάμι διαφέρει πολύ μεταξύ γεωλόγων και μηχανικών. Για να υπάρξει σύγκλιση, στα πλαίσια της ετήσιας συνάντησης της Ιαπωνικής Γεωλογικής Εταιρείας (που πραγματοποιήθηκε το 2008), έλαβε χώραν ένα συμπόσιο με θέμα «Frontiers of Earthquake/Tsunami Sedimentology and Disaster Mitigation», όπου παρουσιάστηκαν έξι (6) άκρως ενδιαφέρουσες εργασίες^[17]. Λίγο αργότερα (2013), στην δημοσίευση των Bricker και Nakayama^[18], παρουσιάστηκε μια περιπτωσιολογική μελέτη, όπου εξετάστηκε η επιρροή του παγιδευμένου αέρα και άλλων παραμέτρων στην αστοχία καταστρώματος γέφυρας υπό τσουνάμι. Δόθηκαν δύο μοντέλα, τα οποία κατέδειξαν τους διάφορους παράγοντες αστοχίας.

Οι Greco, Lonetti και Nenove Blasi^[19, 20], πραγματοποίησαν αναλύσεις τρωτότητας των δομικών κατασκευών που επηρεάζονται από φορτία έκτακτων πλημμυρών ή τσουνάμι, λαμβάνοντας υπόψη τη μεταβλητότητα του φορτίου και τα δομικά χαρακτηριστικά, καθώς και τα χαρακτηριστικά υγρασίας. Κάνοντας χρήση ενός εξελιγμένου προσομοιώματος, που ήταν βασισμένο τόσο στη θεωρία πεδίου όσο και σε τρισδιάστατες αναλύσεις, παρατέθηκε η ποσοτικοποίηση των επιδράσεων δυναμικής ενίσχυσης λόγω εξωτερικών φορτίων στα αναπτυσσόμενα στατικά εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις. Έλαβε επίσης χώραν σύγκριση με τα ληφθέντα αποτελέσματα με αυτά κωδίκων και προτάθηκαν μέτρα ανακούφισης και προστασίας.

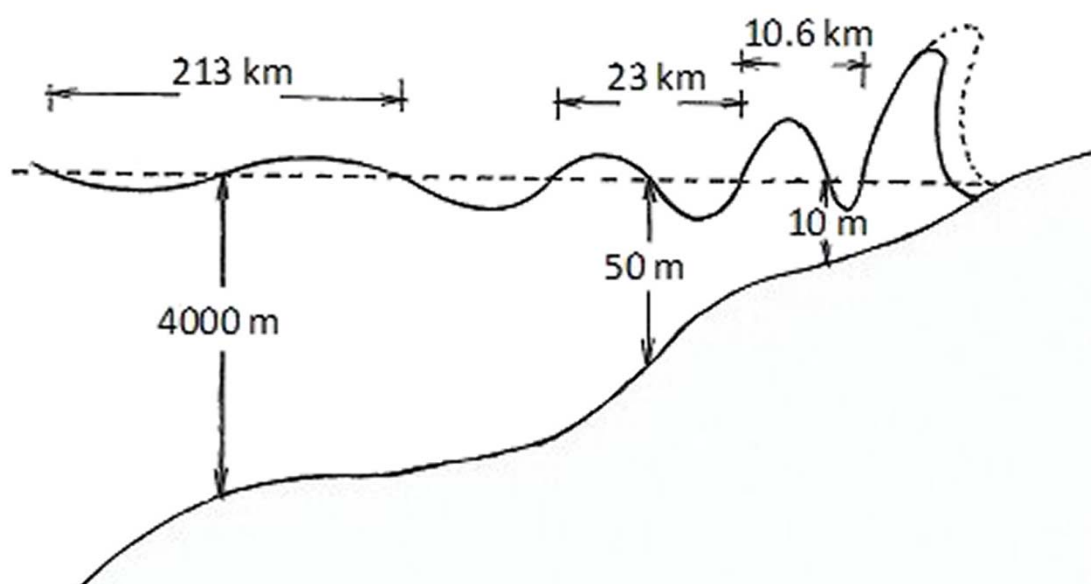
Μελέτες με βάση τα πεπερασμένα στοιχεία υφίστανται επίσης, με έμφαση στην αλληλεπίδραση ρευστού και κατασκευής^[21-26], ενώ σημαντικού ενδιαφέροντος αποτελούν επίσης εργασίες σχετικές με συγκεκριμένες γέφυρες^[27-32]. Πέραν τούτων, στους υπάρχοντες κώδικες^[33-35] παρέχεται περιγραφή του φαινομένου ενός τσουνάμι, ορισμένες γενικές οδηγίες και διαγράμματα των κυμάτων που αναπτύσσονται και της έντασης τους, σχετικά με το βάθος και την κλίση του βυθού της θάλασσας.

Πολύ πρόσφατα εκδόθηκαν από το PEER (Pacific Earthquake Research Center) οδηγίες για τον σχεδιασμό νέων γεφυρών έναντι τσουνάμι, βασισμένες σε επίσημες αναφορές από ερευνητικά προγράμματα των Istrati και Buckle^[36, 37].

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Εμβάθυνση επί του φαινομένου τσουνάμι^[40]

2.1 Γενικές επισημάνσεις

Όταν ένα ενεργοποιημένο σεισμικό ρήγμα στο βυθό της θάλασσας βυθίζεται ή ανυψώνεται λαμβάνει χώραν είτε υποχώρηση είτε διόγκωση του νερού. Οι εν λόγω διαταραχές έχουν σαν αποτέλεσμα την δημιουργία τσουνάμι, το οποίο μπορεί να είναι μικρό, μεσαίο ή ακόμα και ισχυρό. Η ενέργεια του διαδίδεται κατά μήκος του νερού ανεξάρτητα από το βάθος του ωκεανού και η σειρά των (γενικά πολύ μεγάλων) κυμάτων κινείται προς τα έξω επιφανειακά. Τα χαρακτηριστικά τους (μήκος κύματος και περίοδος) εξαρτώνται από τις διαστάσεις της πηγής γένεσής τους και ανάλογα με το βάθος του νερού μεταβάλλονται όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1.

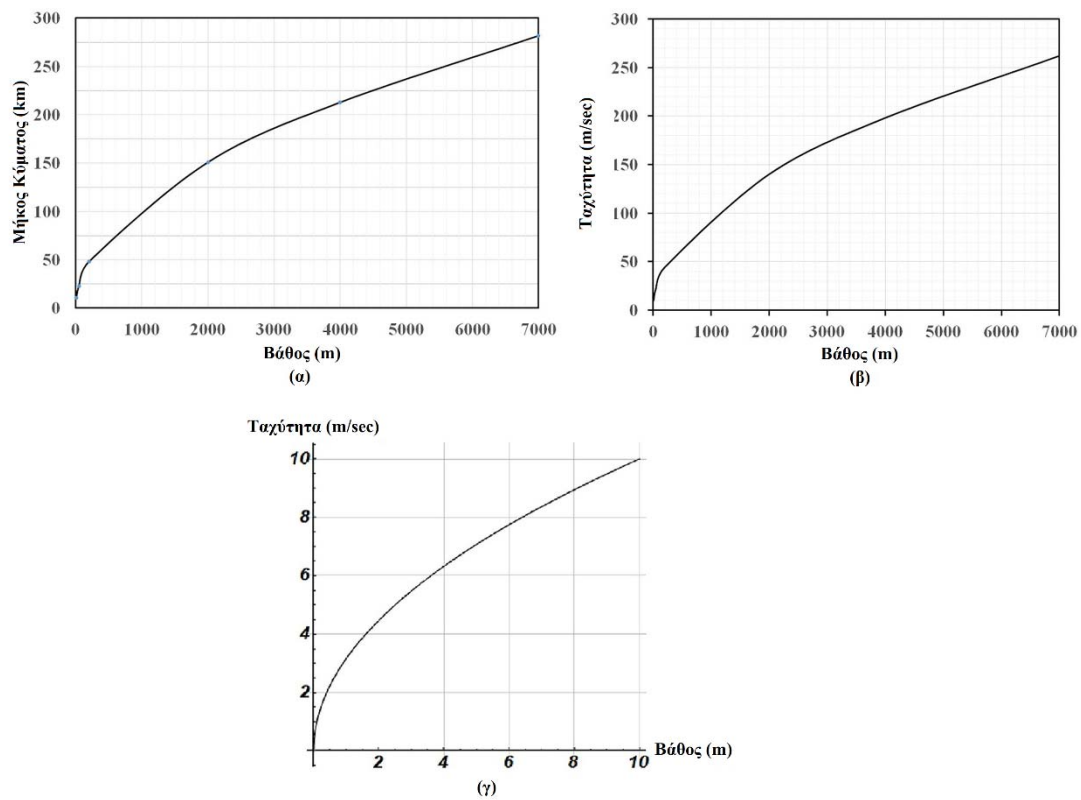


Σχήμα 2.1 Μήκη κύματος τσουνάμι σε σχέση με το βάθος του βυθού (από National Geographic ελαφρά τροποποιημένο)

Καθώς τα κύματα πλησιάζουν την ακτή, το μήκος κύματος μειώνεται και το ύψος του αυξάνεται. Τελικά, η ταχύτητα του κύματος εξαρτάται από το βάθος του νερού^[38] η οποία εκτιμά ικανοποιητικά το μέγεθος της ταχύτητας και εκτιμάται ικανοποιητικά από τη σχέση

$$v_o(h) = \sqrt{g \cdot h_s}, \quad h_s < 0.05 \text{ του μήκους κύματος} \quad (2.1)$$

Το πως μεταβάλλονται τόσο το μήκος κύματος όσο και η ταχύτητα διακρίνεται στο Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2 Μεταβολές του μήκους κύματος και της ταχύτητας αυτού

Τα ανωτέρω διαγράμματα προέκυψαν από τα δεδομένα του Πίνακα 2.1, όπου παρατίθενται κάποιες χαρακτηριστικές τιμές για ένα ισχυρό τσουνάμι.

Πίνακας 2.1. Χαρακτηριστικές τιμές των μετρημένων/παρατηρηθεισών ιδιοτήτων των τσουνάμι

<i>Βάθος (m)</i>	<i>Ταχύτητα (m/sec)</i>	<i>Μήκος κύματος (km)</i>
7000	943	282
4000	713	213
2000	504	151
200	159	48
50	79	23
10	36	10.6

Το ύψος των κυμάτων που πλήττουν την ακτή δεν υπακούει στους νόμους της κλασσικής μηχανικής των κυμάτων. Για παράδειγμα, το τσουνάμι στον Ινδικό Ωκεανό (2004), προκάλεσε κύματα ύψους 30 μέτρων (30m) στην Ινδονησία, 13 μέτρων (13m) στη Σρι Λάνκα και 10 μέτρων (10m) στη Σομαλία. Σε κάθε περίπτωση, τα υψηλότερα καταγεγραμμένα κύματα ήταν στην Κρακατόα (νησί στην Ινδονησία) το 1893, ύψους 40 μέτρων (40m) και στην Ιαπωνία το 2011, ύψους 41 μέτρων (41m).

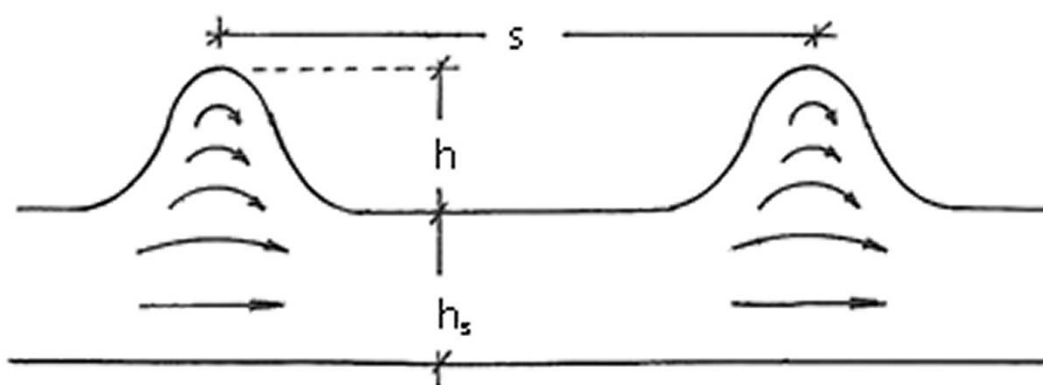
Για τη μελέτη των παράκτιων κυμάτων έχουν αναπτυχθεί πολλές θεωρίες.

Οι πιο γνωστές είναι η 2^η και η 3^η Θεωρία του Stokes, η θεωρία του Gerstner, η θεωρία των Cnoidal Waves και η θεωρία των Μοναχικών Κυμάτων (Solitary Waves)⁵. Η τελευταία είναι ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα καθώς πλησιάζει σημαντικά τα κύματα τσουνάμι. Μοναχικό θεωρείται ένα κύμα που διαδίδεται χωρίς καμμία χρονική εξέλιξη του σχήματος του ή του μεγέθους του. Τα ακίνητα μόρια του νερού παρασύρονται από το πέρασμα του κύματος και κινούνται προς τα εμπρός με τοξωτή τροχιά, εάν βρίσκονται στην επιφάνεια, και με ευθεία, εάν βρίσκονται στον πυθμένα της θάλασσας. Η ταχύτητα ενός τέτοιου κύματος δίνεται από την έκφραση:

$$v_o = \sqrt{g \cdot (h + h_s)} \quad (2.2\alpha)$$

Γενικά, τέτοια κύματα εμφανίζονται σε πολύ ρηχά νερά και οι κορυφές τους είναι μεγαλύτερες από την απόσταση s (Σχήμα 2.3), όπου:

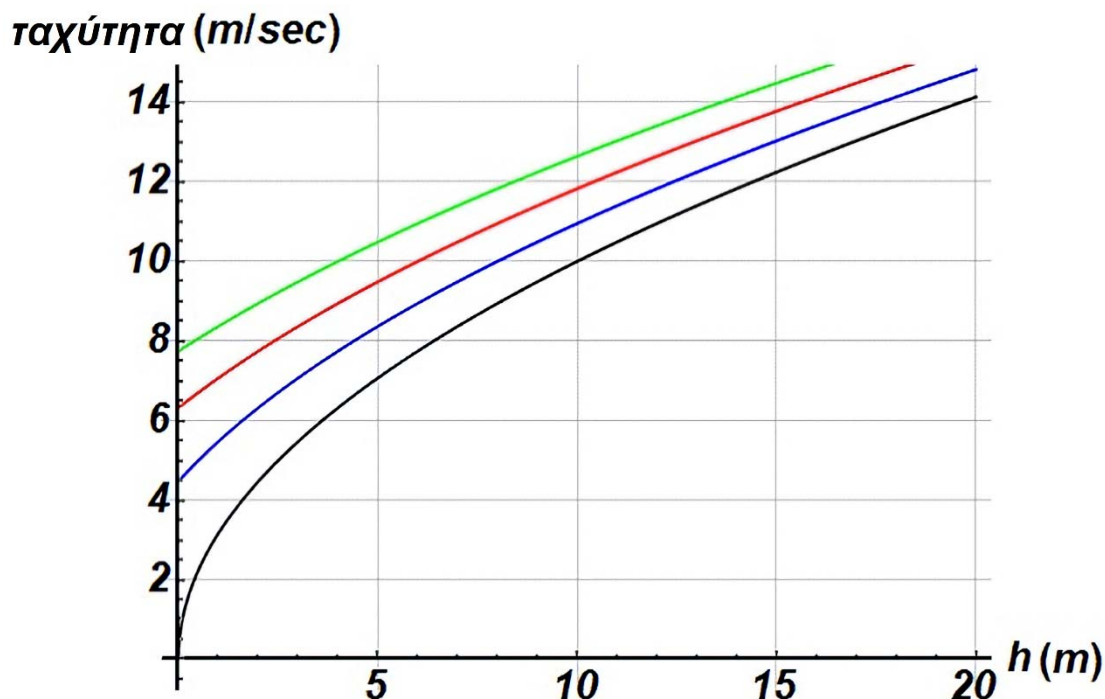
$$s \geq 2 \cdot \pi \cdot h_s \cdot \sqrt{\frac{h_s}{3 \cdot h}} \quad (2.2\beta)$$



Σχήμα 2.3 Αναπαράσταση μοναχικού κύματος

⁵ https://gfd.whoi.edu/wp-content/uploads/sites/18/2018/03/lecture16-roger_136604.pdf

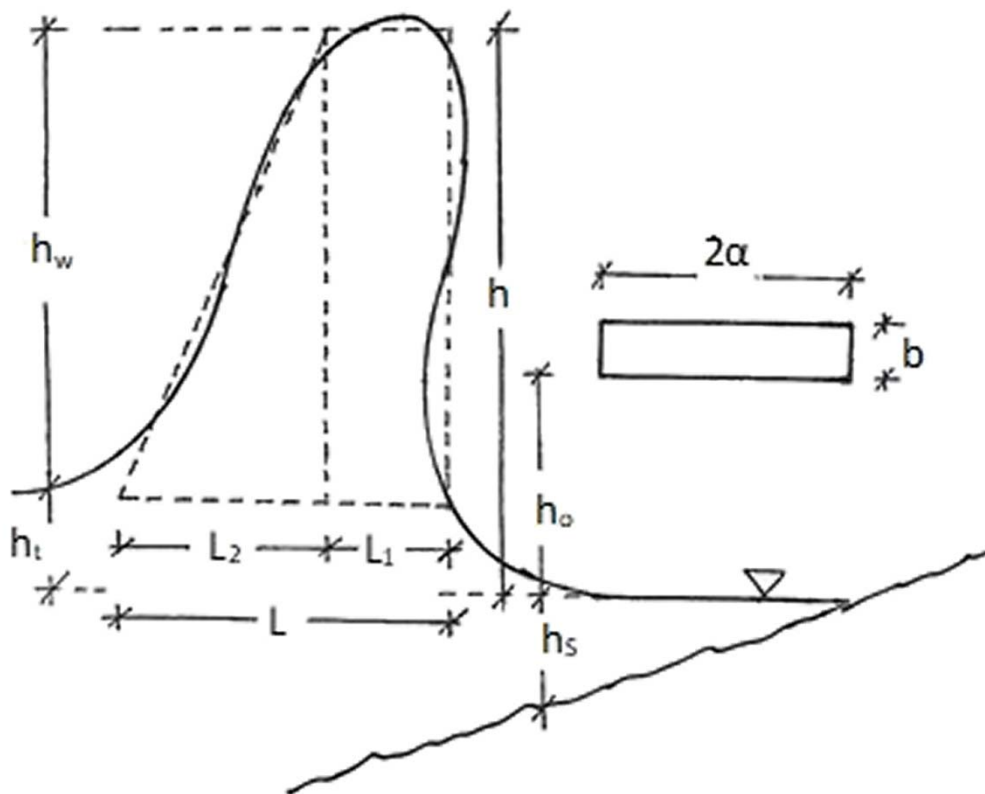
Στο Σχήμα 2.4, παρουσιάζεται η σύγκριση των εξισώσεων 2.1 και 2.2α για διάφορες τιμές βάθους h_s , από όπου παρατηρείται ότι για $h_s > 30\text{m}$, οι τύποι πρακτικά συγκλίνουν ασυμπτωτικά.



Σχήμα 2.4 Σύγκριση των Εξισώσεων (2.1) και (2.2α) – για $h_s = 2\text{ m}$ (μαύρη καμπύλη), για $h_s = 4\text{ m}$ (μπλέ καμπύλη), $h_s = 6\text{ m}$ (κόκκινη καμπύλη) και $h_s = 8\text{ m}$ (πράσινη καμπύλη).

2.2 Γεωμετρία του κύματος

Ας εξετάσουμε τώρα το τυχαίο κύμα του Σχήματος 2.5, το οποίο πλησιάζει την ακτή και προκαλείται από ένα τσουνάμι. Για να είναι ευκολότερη η μαθηματική του επεξεργασία, ανασχηματίζουμε τη μορφή του κύματος όσο το δυνατόν πιο κοντά στο πραγματικό, όπως φαίνεται από την διακεκομμένη γραμμή στο προαναφερθέν Σχήμα.



Σχήμα 2.5 Γεωμετρία ενός κύματος

Όπως έχει προκύψει τόσο από παρατηρήσεις όσο και από εργαστηριακά αποτελέσματα^[11-14], οι κύριες διαστάσεις του επερχόμενου κύματος είναι το ύψος (h), το πλάτος (L) καθώς και το ύψος το οποίο εξαρτάται από την διάσταση h_t , η οποία αντιπροσωπεύει την αύξηση του επιπέδου της θάλασσας. Προϊόν παρατηρήσεων είναι επίσης οι ακόλουθες ανισότητες:

$$0.50h \leq L \leq h$$

$$0 < h_t \leq 0.40h$$

$$L_1 \leq L_2 \leq 15L_1$$

Η ταχύτητα του κύματος που πλησιάζει μια γέφυρα αποτελεί τον κρισιμότερο παράγοντα, και δίνεται ως συνάρτηση του βάθους h_s από τις εξισώσεις (2.1) ή (2a). Ο λόγος h/L είναι εν γένει απροσδιόριστος επιστημονικά.

2.3 Φόρτιση: Πιθανά μοντέλα - σενάρια

Για κάθε επερχόμενο κύμα υφίσταται ένα κρίσιμο ύψος h_{cr} . Για $h > h_{cr}$, το κύμα καλύπτει όλο το κατάστρωμα, και σε ενάντια περίπτωση μέρος αυτού. Θέτοντας $s = 2\alpha$ σύμφωνα με το περιεχόμενο του Παραρτήματος Α3, καθορίζουμε ότι ισχύει $h_{eff} = \frac{2 \cdot g \cdot \alpha^2}{v_o^2}$ και τελικά μπορούμε να γράψουμε ότι:

$$h_{cr} = h_o + b + \frac{2 \cdot g \cdot \alpha^2}{v_o^2} \quad (2.3)$$

Το κρίσιμο ύψος ενός κύματος, το οποίο είναι απαραίτητο για να πέσει σε ολόκληρη τη γέφυρα, καθορίζεται με την εισαγωγή της v_o από την εξίσωση (2.2α) στην εξίσωση (2.3), Αυτό οδηγεί σε: $h_{cr} = h_o + b + \frac{2 \cdot g \cdot \alpha^2}{g \cdot (h_{cr} + h_s)}$, συνεπώς καταλήγουμε στην 2^{ου} βαθμού πολυωνμική αλγεβρική εξίσωση ως προς h_{cr} :

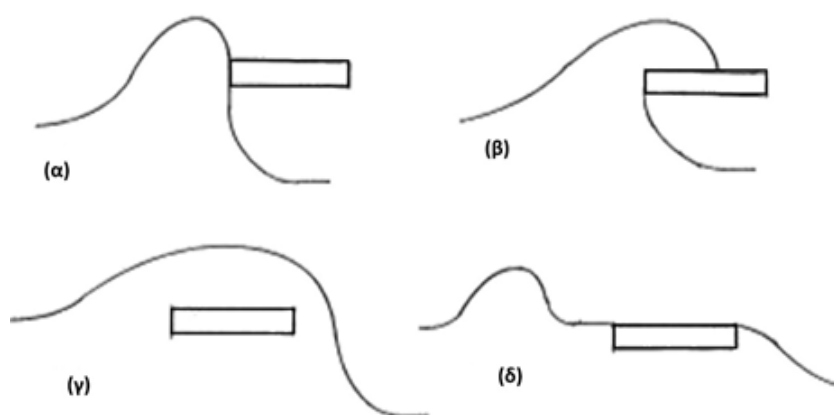
$h_{cr}^2 + (h_s - h_o - b) \cdot h_{cr} - (h_o + b) \cdot h_s - 2 \cdot \alpha^2 = 0$ της οποίας η λύση είναι:

$$h_{cr} = \frac{(h_o + b - h_s) + \sqrt{(h_o + b - h_s)^2 + 4 \cdot [(h_o + b) \cdot h_s + 2 \cdot \alpha^2]}}{2} \quad (2.4)$$

Μεταξύ των πιθανών μοντέλων – σεναρίων πρόσπτωσης ενός κύματος τσουνάμι στο κατάστρωμα μιας παράκτιας γέφυρας (από τα οποία εξαρτώνται οι δρώσες δυνάμεις) στα πλαίσια της παρούσας Διπλωματικής επιλέγονται τα ρεαλιστικότερα, που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.6.

Διακρίνονται τα εξής σενάρια:

- Για να συμβεί το σενάριο (α), θα πρέπει: $h \leq h_s + h_o + b$,
- Για να συμβεί το σενάριο (β), θα πρέπει: $h_s + h_o + b \leq h \leq h_{cr}$,
- Για να συμβεί το σενάριο (γ), θα πρέπει: $h_{cr} \leq h$



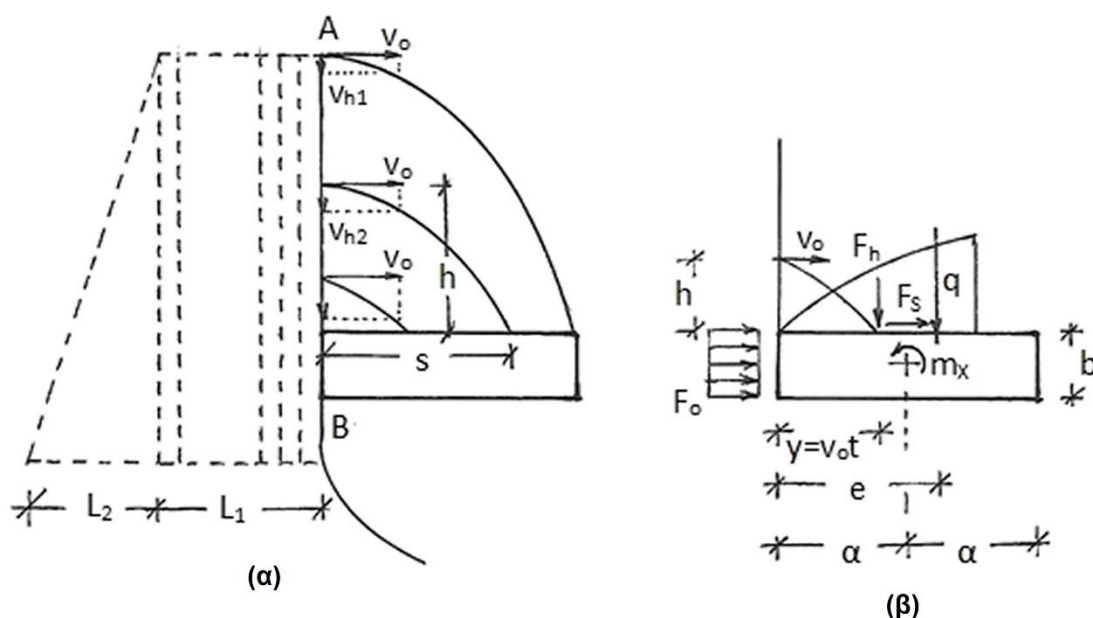
Σχήμα 2.6 Τα πιθανά μοντέλα/σενάρια

Τέλος, όταν ικανοποιούνται οι σχέσεις $h_t = h_0$ και $t_{ar} > (L_1 + L_2)/v_0$ (όπου t_{ar} είναι ο χρόνος που απαιτείται για την άφιξη του 2^{ου} κύματος, το οποίο συνήθως έχει ύψος μικρότερο από $h/2$), τότε λαμβάνει χώραν το σενάριο (δ).

2.4 Γενικευμένες δράσεις

Κάνοντας την υπόθεση ότι το νερό που προσπίπτει στο κατάστρωμα της γέφυρας έχει σαν αποτέλεσμα μόνο δυνάμεις πρόσκρουσης (και κατόπιν αποχωρεί), προβαίνουμε στη διαίρεση των μηκών L_1 και L_2 του κύματος σε n_1 και n_2 το πλήθος στήλες νερού αντίστοιχα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.7, ενώ γενικά ισχύει ότι

$$n_1, n_2 \rightarrow \infty \quad (2.5)$$



Σχήμα 2.7 Οι στήλες ύδατος (α) και οι δυνάμεις που δρουν στο κατάστρωμα (β)

Όταν η i απειροστή στήλη νερού L_1/n_i του κρίσιμου κύματος φτάνει στη γέφυρα, το νερό του μετώπου AB αρχίζει να πέφτει στην επιφάνεια της γέφυρας στα χρονικά σημεία $t_i = (i - 1)L_1/n_1v_0$ με την ίδια αρχική οριζόντια ταχύτητα v_0 , αλλά σε διαφορετικές χρονικές στιγμές, ανάλογα με το ύψος h . Για ένα μοντέλο φόρτισης – σεναρίου όπως αυτό του Σχήματος 2.6β, οι εφαρμοζόμενες δυνάμεις σε μια επιφάνεια διαστάσεων $2\alpha \cdot b$ λόγω μιας τυχαίας στήλης νερού απεικονίζονται στο Σχήμα 2.7β.

Από το περιεχόμενο των Παραρτημάτων Α2 και Α3, αντλούμε την πληροφορία ότι οι ς κατανεμημένες δυνάμεις F_w , F_s και F_o που εφαρμόζονται και προκαλούνται από τον όγκο νερού $f_1 = dV = \frac{L_1}{n_1} \cdot 1 \cdot 1$ είναι:

$$F_w = \frac{\gamma}{g} \cdot f_1 \cdot v^2 \cdot \sin\varphi, F_s = \frac{\gamma}{g} \cdot f_1 \cdot v^2 \cdot \cos\varphi, F_o = \frac{\gamma}{g} \cdot f_1 \cdot v_o^2 \quad (2.6\alpha-\gamma)$$

Για μια τυχαία φλέβα νερού (Σχήμα Α3) θα έχουμε $\sin\varphi = v_h/v$ και $\cos\varphi = v_o/v$,
οπότε οι εκφράσεις μπορούμε τελικά να γράψουμε ότι

$$F_w = \frac{\gamma}{g} \cdot f_1 \cdot v_h \cdot v, F_s = \frac{\gamma}{g} \cdot f_1 \cdot v_o \cdot v, F_o = \frac{\gamma}{g} \cdot f_1 \cdot v_o^2 \quad (2.7\alpha-\gamma)$$

όπου:

$$v_o = ct, v_h = g \cdot t, v = \sqrt{v_o^2 + g^2 \cdot t^2} \quad (2.8\alpha-\gamma)$$

2.5 Φορτίσεις

Τα φορτία που ασκούνται από την πτώση του νερού του νερού μέχρι τον χρόνο t , τα οποία σχετίζονται με τις δρώσες δυνάμεις που παρατέθηκαν προηγούμενα θα, είναι:

Κατακόρυφα

$$q_{z1}(x, t) = \frac{L_1}{n_1} \cdot \int_0^t F_w dt, 0 \leq t \leq \frac{L_1}{v_o} \quad (2.9\alpha)$$

$$q_{z2}(x, t) = \frac{L_2}{n_2} \cdot \int_0^t F_w dt, \frac{L_1}{v_o} \leq t \leq \frac{L_1+L_2}{v_o} \quad (2.9\beta)$$

Πλευρικά

$$q_{y1}(x, t) = -\frac{L_1}{n_1} \int_0^t F_s dt - b \cdot F_o, 0 \leq t \leq \frac{L_1}{v_o} \quad (2.10\alpha)$$

$$q_{y2}(x, t) = -\frac{L_2}{n_2} \int_0^t F_s dt - b F_o, \frac{L_1}{v_o} \leq t \leq \frac{L_1+L_2}{v_o} \quad (2.10\beta)$$

Περιστροφικά

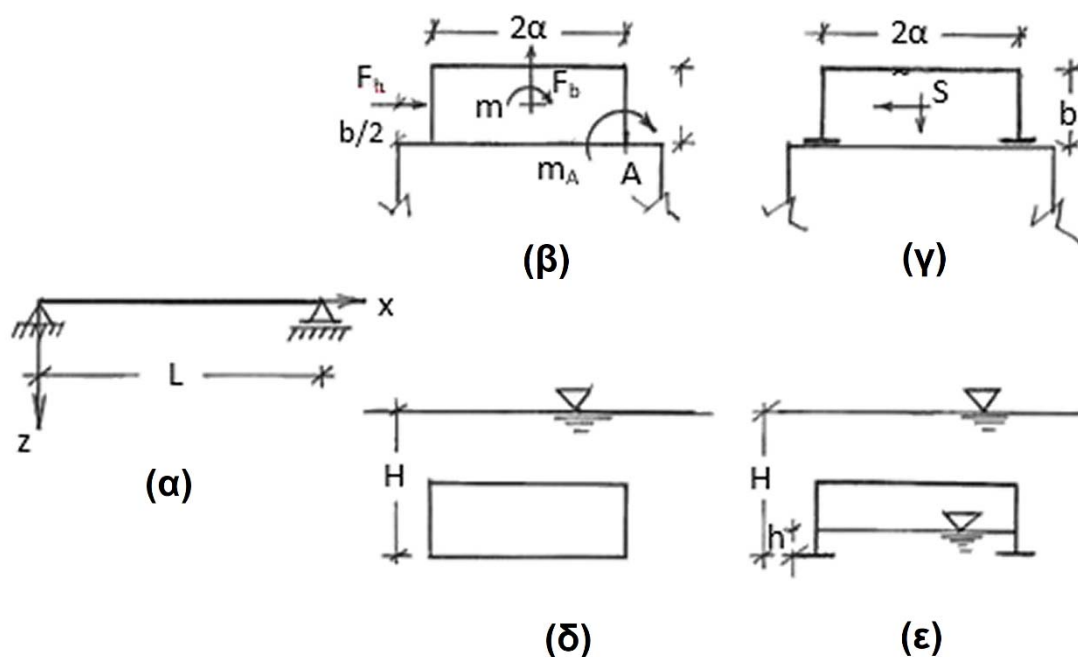
$$m_{x1}(x, t) = \frac{L_1}{n_1} \cdot \left(\int_0^t (\alpha - v_o \cdot t) \cdot F_w dt - \frac{b}{2} \cdot \int_0^t F_s dt \right), 0 \leq t \leq \frac{L_1}{v_o} \quad (2.11\alpha)$$

$$m_{x2}(x, t) = \frac{L_2}{n_2} \cdot \left(\int_0^t (\alpha - v_o \cdot t) \cdot F_w dt - \frac{b}{2} \cdot \int_0^t F_s dt \right), \frac{L_1}{v_o} \leq t \leq \frac{L_1+L_2}{v_o} \quad (2.11\beta)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Η κίνηση της γέφυρας και θέματα ασφάλειας^[40]

3.1 Διέπουσες εξισώσεις

Οι παρακάτω σχέσεις δίνουν τις εξισώσεις που διέπουν την δυναμική συμπεριφορά μιας γέφυρας με ένα άνοιγμα, όπως αυτή στο Σχήμα 3.1α:



Σχήμα 3.1 Γέφυρα ενός ανοίγματος (α), κλειστή διατομή (β), ανοικτή διατομή (γ) – (δ), και δυνάμεις άνωσης (ε)

$$EI_y w'''' + c\dot{w} + m\ddot{w} = Q_z(x, t) = Q_z(x)f_z(t) \quad (3.1\alpha)$$

$$EI_z v'''' - EI_z z_M \theta'''' - GI_D \theta'' + c\dot{v} + m\ddot{v} = Q_y(x, t) = Q_y(x)f_y(t) \quad (3.1\beta)$$

$$EI_\omega \theta'''' - EI_z z_M v'''' - GI_D \theta'' + c\dot{\theta} + I_{px} \ddot{\theta} = M_x(x, t) = M_x(x)f_x(t) \quad (3.1\gamma)$$

όπου:

- EI_y , EI_z , GI_D και EI_ω οι δυσκαμψίες που αφορούν την κάμψη, την περιστροφή και τη στρέβλωση της διατομής της γέφυρας αντίστοιχα,
- m η μάζα ανά μονάδα μήκους,
- I_{px} η περιστροφική αδράνεια της γέφυρας,
- c ο συντελεστής απόσβεσης,

- Z_M η απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους και του κέντρου διάτμησης και
- Q_y, Q_z και M_x είναι οι εξωτερικές φορτίσεις.

Καθόσον η εξίσωση (3.1α) είναι ανεξάρτητη από τις δύο (2) υπόλοιπες, αναζητούμε λύση της μορφής:

$$\left. \begin{aligned} w(x, t) &= \sum_n W_n(x) \cdot P_n(t) \\ v(x, t) &= \sum_n V_n(x) \cdot T_n(t) \\ \theta(x, t) &= \sum_n \Phi_n(x) \cdot T_n(t) \end{aligned} \right\} \quad (3.2\alpha-\gamma)$$

Όταν $z_M = 0$, οι εξισώσεις (3.1β) και (3.1γ) γίνονται ανεξάρτητες μεταξύ τους, οπότε μπορούν να λυθούν εύκολα, όπως η εξίσωση (3.1α).

3.2 Κατακόρυφη κίνηση

$$0 \leq t \leq \frac{L_1}{v_o}$$

Η κατακόρυφη κίνηση μιας γέφυρας ενός ανοίγματος, όπως αυτή του Σχήματος (3.1α), διέπεται από την εξίσωση (3.1α). Αναζητούμε μια λύση της μορφής της Εξίσωσης (3.2α), χωριζόμενων μεταβλητών. Ακολουθώντας μια γνωστή διαδικασία της γραμμικοποιημένης δυναμικής, προκύπτει η σχέση (3.3α), για την συνάρτηση του χρόνου:

$$P_{1n}(t) = \frac{\int_0^L \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{L_1}{n_1} \cdot W_n dx}{\bar{\omega}_{zn} m \int_0^L W_n^2 dx} \int_0^t \left(\int_0^\tau v_h(\tau) v(\tau) d\tau \right) \cdot e^{-\beta \cdot (t-\tau)} \cdot \sin[\bar{\omega}_{zn}(t-\tau)] d\tau \quad (3.3\alpha)$$

για

$$\frac{(i-1) \cdot L_1}{n_1 \cdot v_o} \leq t \leq \frac{(i-1) \cdot L_1}{n_1 \cdot v_o} + \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g}} = t_{bi} \quad (3.3\beta)$$

όπου:

$$\bar{\omega}_{zn} = \sqrt{\omega_{zn}^2 - \beta^2} \quad (3.3\gamma)$$

Για $t > t_{bi}$, η γέφυρα ταλαντώνεται ελεύθερα, και η καμπτική της παραμόρφωση θα είναι ίση με:

$$\left. \begin{aligned} w_f &= \sum_n W_{n(x)} \cdot P_{f1n}(t) \\ P_{f1n}(t) &= e^{-\beta \cdot (t-t_{bi})} \cdot (A_n \sin[\omega_{zn}(t-t_{bi})] \\ &\quad + B_n \sin[\omega_{zn}(t-t_{bi})]) \end{aligned} \right\} \quad (3.4\alpha, \beta)$$

Χρησιμοποιώντας τις αρχικές συνθήκες $P_{1n}(t_{bi}) = P_{f1n}(t_{bi})$, $\dot{P}_{1n}(t_{bi}) = \dot{P}_{f1n}(t_{bi})$

καθορίζουμε τις εκφράσεις των σταθερών A_n και B_n που ισούνται με:

$$A_n = -\frac{\beta \cdot P_{1n}(t_{bi}) + \dot{P}_{1n}(t_{bi})}{\omega_{zn}}, \quad B_n = P_{1n}(t_{bi}) \quad (3.4\gamma)$$

Η συνολική παραγόμενη κατακόρυφη παραμόρφωση λόγω του τμήματος L_1 του κύματος είναι:

$$w_1(x, t) = \sum_{i=0}^{n_1-1} \left(\sum_n W_n(x) P_{1n}(t) \cdot \left\{ \begin{array}{l} H \left[t - \frac{i \cdot L_1}{n_1 \cdot v_o} \right] \\ -H \left[t - \frac{i \cdot L_1}{n_1 \cdot v_o} - \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g}} \right] \end{array} \right\} \right) + \sum_{i=0}^{n_1-1} \left(\sum_n W_n(x) P_{f1n}(t) \cdot H \left[t - \frac{(i-1) \cdot L_1}{n_1 \cdot v_o} - \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g}} \right] \right) \quad (3.4\delta)$$

$t > \frac{L_1}{v_o}$

Με διαδικασία ίδια με αυτή που προηγήθηκε, λαμβάνουμε:

$$P_{2n}(t) = \frac{\int_0^L \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{L_2}{n_2} \cdot W_n dx}{\bar{\omega}_{zn} m \int_0^L W_n^2 dx} \cdot \int_0^t \left(\int_0^\tau v_h(\tau) v(\tau) d\tau \right) \cdot e^{-\beta \cdot (t-\tau)} \cdot \sin[\bar{\omega}_{zn}(t-\tau)] d\tau \quad (3.5\alpha)$$

$$t_{bj} = \frac{(j-1) \cdot L_2}{n_2 \cdot v_o} + \frac{L_1}{v_o} + \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g} \cdot \frac{n_2-j}{n_2}} \quad (3.5\beta)$$

$$P_{f2n}(t) = e^{-\beta \cdot (t-t_{bj})} \cdot (A_n \sin[\omega_{zn}(t-t_{bj})] + B_n \sin[\omega_{zn}(t-t_{bj})]) \quad (3.5\gamma)$$

$$A_{fn} = -\frac{\beta \cdot T_{2n}(t_{bj}) + \dot{T}_{2n}(t_{bj})}{\omega_{zn}}, \quad B_{fn} = T_{2n}(t_{bj}) \quad (3.5\delta)$$

$$w_2(x, t) = \sum_{j=0}^{n_2-1} \left(\sum_n W_n(x) P_{2n}(t) \cdot \left\{ \begin{array}{l} H \left[t - \frac{j \cdot L_2}{n_2 \cdot v_o} - \frac{L_1}{v_o} \right] \\ -H \left[t - \frac{j \cdot L_2}{n_2 \cdot v_o} - \frac{L_1}{v_o} - \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g} \cdot \frac{n_2-j}{n_2}} \right] \end{array} \right\} \right) + \sum_{i=0}^{n_2-1} \left(\sum_n W_n(x) P_{f2n}(t) \cdot H \left[t - \frac{(j-1) \cdot L_2}{n_2 \cdot v_o} - \frac{L_1}{v_o} - \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g} \cdot \frac{n_2-j}{n_2}} \right] \right) \quad (3.5\epsilon)$$

3.3 Πλευρική κίνηση

Υποθέτουμε, χωρίς απώλεια της γενικότητας, ότι $z_m=0$, Συνεπώς, οι εξισώσεις (3.2β) και (3.2γ) δεν είναι πλέον συζευγμένες, και επομένως αναζητούμε μια λύση της μορφής:

$$v(x, t) = \sum_n V_n(x) T_n(t) \quad (3.6)$$

Οι δράσεις F_s και F_o δίνονται από τις εκφράσεις (2.7β,γ), ενώ τα αντίστοιχα φορτία είναι

$$q_{y1} = q_{y1a} + q_{yb} \quad (3.7\alpha)$$

$$q_{y2} = q_{y2a} + q_{yb} \quad (3.7\beta)$$

όπου:

$$q_{y1a}(x, t) = \frac{L_1}{n_1} \int_0^t F_s dt, \quad 0 \leq t \leq \frac{L_1}{v_o} \quad (3.7\gamma)$$

$$q_{y2a}(x, t) = -\frac{L_2}{n_2} \int_0^t F_s dt, \quad \frac{L_1}{v_o} \leq t \leq \frac{L_1+L_2}{v_o} \quad (3.7\delta)$$

$$q_{yb} = -b \cdot F_o \quad (3.7\epsilon)$$

Η παραμόρφωση $v_1(x, t)$, λόγω του φορτίου των εξισώσεων (3.7γ) και (3.7δ), δίνεται από τις εκφράσεις του εδαφίου 3.2, όπου τα V και T τίθενται αντί των W και P αντίστοιχα, και το ω_{yn} αντί το ω_{zn} ,

Η παραμόρφωση $v_2(x, t)$, λόγω του φορτίου της εξίσωσης (3.7ε), δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$v_2(x, t) = \sum_n V_n \cdot G_n \cdot \left[H(t - 0) - H\left(t - \frac{L_1+L_2}{v_o}\right) \right], \quad 0 \leq t \leq t_o \quad (3.8\alpha)$$

$$v_{2f}(x, t) = \sum_n V_n \cdot G_{nf} \cdot H\left(t - \frac{L_1+L_2}{v_o}\right), \quad t > t_o \quad (3.8\beta)$$

όπου τα V_n είναι οι συναρτήσεις σχήματος, ενώ

$$G_n = \int_0^t q_{y2}(x, \tau) \cdot e^{-\beta \cdot (t-\tau)} \cdot \sin \omega_{yn}(t - \tau) d\tau \quad (3.8\gamma)$$

$$G_{nf} = e^{-\beta \cdot (t-t_o)} (C_n \sin \omega_{yn}(t - t_o) + D_n \cos \omega_{yn}(t - t_o)) \quad (3.8\delta)$$

$$C_n = -\frac{\beta \cdot G_n(t_o) + \dot{G}_n(t_o)}{\omega_{yn}} \quad (3.8\epsilon)$$

$$D_n = G_n(t_o), \quad t_o = \frac{L_1+L_2}{v_o} \quad (3.8\sigma\tau, \zeta)$$

3.4 Στρεπτική κίνηση

Οι δυνάμεις που επενεργούν, F_w και F_s , έχουν ήδη δοθεί στο Κεφάλαιο 2, ενώ οι αντίστοιχες στρεπτικές φορτίσεις είναι ίσες με:

$$m_{x1}(x, t) = \int_0^t (\alpha - v_o \cdot t) \cdot F_w dt \quad (3.9\alpha)$$

$$m_{x2}(x, t) = -\frac{b}{2} \cdot \int_0^t F_s dt \quad (3.9\beta)$$

Αναζητούμε εκ νέου μια λύση χωριζόμενων μεταβλητών της μορφής:

$$\theta(x, t) = \sum_n \Phi_n(x) \cdot R_n(t) \quad (3.10)$$

Η παραμόρφωση $\theta_1(x, t)$, εξαιτίας του φορτίου που δόθηκε προηγούμενα (εξίσωση 3.9α), δίνεται από τις εκφράσεις του εδαφίου 3.2, όπου τα Φ και R τίθενται στη θέση των W και P αντίστοιχα, και το $\omega_{\theta n}$ αντί του ω_{zn} ,

Η παραμόρφωση $\theta_2(x, t)$, λόγω του φορτίου της εξίσωσης (3.9βε), δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις, όπου τα Φ_n είναι οι σχετικές συναρτήσεις σχήματος:

$$\theta_2(x, t) = \sum_n \Phi_n \cdot K_n \cdot \left[H(t - 0) - H\left(t - \frac{L_1+L_2}{v_o}\right) \right], \quad 0 \leq t \leq t_o \quad (3.11\alpha)$$

$$\theta_{2f}(x, t) = \sum_n \Phi_n \cdot K_{nf} \cdot H\left(t - \frac{L_1+L_2}{v_o}\right), \quad t > t_o \quad (3.11\beta)$$

ενώ ισχύει επίσης ότι

$$\left. \begin{aligned} K_n &= \int_0^t m_{x2}(x, \tau) \cdot e^{-\beta \cdot (t-\tau)} \cdot \sin \omega_{\theta n}(t - \tau) d\tau \\ K_{nf} &= e^{-\beta \cdot (t-t_o)} (C_n \sin \omega_{\theta n}(t - t_o) + D_n \cos \omega_{\theta n}(t - t_o)) \\ C_n &= -\frac{\beta \cdot K(t_o) + \dot{K}_n(t_o)}{\omega_{\theta n}} \\ D_n &= K_n(t_o) \\ t_o &= \frac{L_1 + L_2}{v_o} \end{aligned} \right\} \quad (3.11\gamma, \delta)$$

3.5 Ασφάλεια γεφυρών

Στην προηγούμενη ενότητα μελετήθηκε η κίνηση και η παραμόρφωση του καταστρώματος της γέφυρας, υποθέτοντας ότι αυτό είναι επαρκώς αγκυρωμένο στους πυλώνες ή στις στηρίξεις. Όμως, τούτο δεν ισχύει πάντα. Στην παρούσα ενότητα θα μελετηθεί η ασφάλεια μιας γέφυρας υπό την επίδραση ενός τσουνάμι, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα λικνισμού, μετατόπισης και ανατροπής, καθώς και τις ρεαλιστικές συνθήκες των στηρίξεων της δοκού.

3.5.1 Δρώσες γενικευμένες δυνάμεις

Οι γενικευμένες δυνάμεις οι οποίες προκαλούν τα παραπάνω φαινόμενα απεικονίζονται στο Σχήμα (3.1β-ε).

Άνωση F_b

Οι δυνάμεις άνωσης μιας κλειστής διατομής είναι ίσες με

$$F_b = 2 \cdot \alpha \cdot b \cdot \gamma \cdot L \quad (3.12\alpha)$$

Για μια ανοικτή διατομή, αν το νερό διαφεύγει, οι εν λόγω δυνάμεις είναι μηδενικές.. Όταν όμως το νερό δεν διαθέτει διέξοδο, η γέφυρα συμπεριφέρεται σαν μια βυθιζόμενη καμπάνα, όπως φαίνεται στο Σχήμα (3.1ε).

Πριν από το τσουνάμι θεωρούμε ότι η γέφυρα βρίσκεται υπό ατμοσφαιρική πίεση p_o . Επίσης υποθέτουμε ότι ο όγκος του τμήματος της γέφυρας που θα δράσει ως βυθιζόμενη καμπάνα είναι $V_o = 2\alpha \frac{b}{2} = \alpha b$, καθώς και ότι η γέφυρα καλύπτεται από νερό μέχρι ύψους H με το νερό ανεβαίνει μέσα στη γέφυρα σε ύψος h . Κατά συνέπεια, η συνολική πίεση μέσα «στην καμπάνα» θα ισούται με $p = p_o + (H - h)\gamma$ (γ το ειδικό βάρος του νερού). Αντίστοιχα, ο όγκος του παγιδευμένου αέρα θα είναι ίσος με $V = 2\alpha \left(\frac{b}{2} - h\right)$.

Σύμφωνα με τον νόμο του Boyle-Marriot προκύπτει ότι: $p_o V_o = pV$ ή $p_o \cdot \alpha \cdot b = [p_o + (H - h) \cdot \gamma] \cdot 2\alpha \cdot \left(\frac{b}{2} - h\right)$, που οδηγεί στην εξίσωση $h^2 - \left(\frac{p_o}{\gamma} + \frac{b}{2} + H\right)h + \frac{Hb}{2} = 0$, η λύση της οποίας είναι:

$$h = \frac{\left(\frac{p_o}{\gamma} + \frac{b}{2} + H\right) - \sqrt{\left(\frac{p_o}{\gamma} + \frac{b}{2} + H\right)^2 - 2Hb}}{2} \quad (3.12\beta)$$

Συνεπώς, οι δυνάμεις άνωσης δίνονται από την σχέση

$$F_b = 2 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{b}{2} - h\right) \cdot \gamma \cdot L \quad (3.12\gamma)$$

Δυνάμεις F_h

Αυτές οι δυνάμεις, λόγω των μοντέλων – σεναρίων (α) ή (β) που περιεγράφηκαν προηγούμενα θα είναι ίσες με

$$F_h = \frac{\gamma}{g} \cdot b \cdot L \cdot v_o^2 \quad (3.12\delta)$$

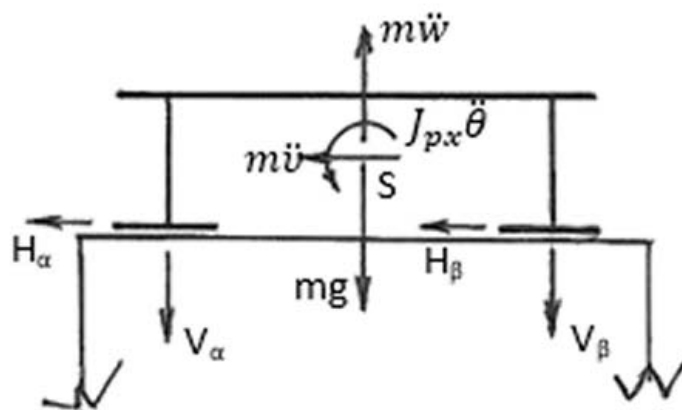
Ροπή m_b

Τέλος, η ροπή m_b , η οποία δρα στις δεξιές στηρίξεις της γέφυρας, είναι:

$$m_b = \left(\frac{L_1}{n_1} \int_0^{\frac{L_1}{v_o}} (a - v_o t) F_w dt - b \int_0^{\frac{L_1}{v_o}} F_s dt - \frac{b}{2} F_b \right) L \quad (3.12\epsilon)$$

3.5.2 Δυνάμεις αντίδρασης

Οι γενικευμένες δυνάμεις που αντιδρούν στις δυνάμεις της καταστροφής εμφανίζονται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2 Γενικευμένες αντιδράσεις

Αναλυτικότερα, οι δυνάμεις αντίδρασης οφείλονται:

- (α): στο ίδιο βάρος της δοκού,
- (β): στις στηρίξεις,
- (γ): στην τριβή, και
- (δ): στις δράσεις αδράνειας.

Το ίδιο βάρος της δοκού, που κατά τεκμήριο αποτελεί την κύρια δύναμη αντίδρασης γράφεται ως:

$$F_{br} = m \cdot g \cdot L \quad (3.13\alpha)$$

Παρά ταύτα, οι στηρίξεις στην πράξη, δεν είναι εξοπλισμένες με επαρκή στοιχεία για την ανάπτυξη ικανοποιητικών δυνάμεων πλευρικής ή στρεπτικής αντίδρασης. Θεωρούμε ότι κάθε στήριξη διαθέτει n – κοχλίες διαμέτρου d , οπότε:

$$\left. \begin{aligned} \text{Αντίδραση Εφελκυσμού: } F_{bt} &= n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma_f \\ \text{Αντίδραση Διάτμησης: } F_{bs} &= n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \tau_f \end{aligned} \right\} \quad (3.13\beta)$$

με σ_f και τ_f να είναι η αντοχή διαρροής σε εφελκυσμό και διάτμηση αντίστοιχα.

Πέραν τούτων, με τη θεώρηση ότι υπάρχει κάποια έστω υποτυπώδης σύνδεση μεταξύ της γέφυρας και της βάσης της, τότε οι δυνάμεις τριβής μπορούν να αντισταθούν σε οριζόντιες δράσεις. Ορίζοντας ως μ τον συντελεστή τριβής μεταξύ χαλύβδινων στοιχείων ($\cong 0.015$), τότε:

$$F_{bf} = \mu m g L \quad (3.13\gamma)$$

Τέλος, οι δράσεις ορμής F_{bir} , F_{bis} , m_{bio} ενάντια στην λίκνιση, μετατόπιση και ανατροπή αντίστοιχα, εξαιτίας της ελαστικής παραμόρφωσης της δοκού στο χρόνο t μπορούν να προκύψουν από την δυναμική της γέφυρας.

3.5.3 Λίκνισμός (rocking)

Το φαινόμενο αυτό μπορεί να συμβεί μόνο υπό την προϋπόθεση ότι:

$$F_b - (F_{br} + F_{bt} + F_{bir}) \geq 0 \quad (3.14\alpha)$$

Οι δυνάμεις αδράνειας F_{bir} μπορεί είτε να αναπτυχθούν είτε όχι, ανάλογα με την ξαφνική εμφάνιση ή όχι των δυνάμεων άνωσης. Στην πρώτη περίπτωση (εμφάνιση δυνάμεων άνωσης), αυτές δρουν συνήθως ταυτόχρονα με τις δυνάμεις μετατόπισης και ανατροπής.

3.5.3 Μετατόπιση (shifting)

Για να λάβει χώραν το εν λόγω φαινόμενο αυτό θα πρέπει:

$$F_h - (F_{bs} + F_{bf} + F_{bis}) \geq 0 \quad (3.14\beta)$$

3.5.4 Ανατροπή (overturning)

Θεωρώντας ότι η γέφυρα θα στραφεί περί τον άξονα των δεξιών στηριγμάτων, θα πρέπει για να συμβεί το φαινόμενο αυτό να ισχύει η σχέση

$$m_b - (2\alpha F_{bt} + \alpha F_{br} + F_{bio}) \geq 0 \quad (3.14\gamma)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Αριθμητικά αποτελέσματα – σχολιασμός και συμπεράσματα^[40]

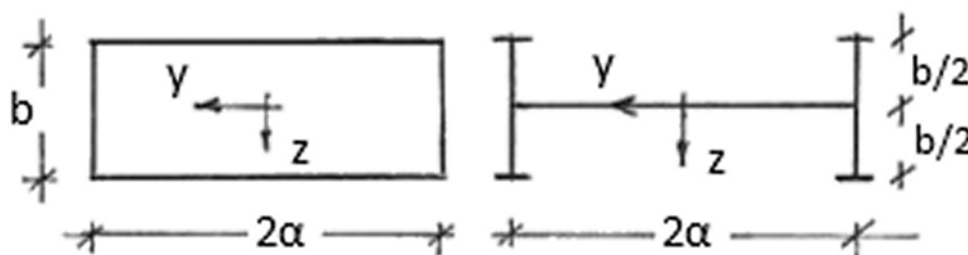
4.1 Οι γέφυρες

Για την απόκτηση αριθμητικών αποτελεσμάτων θεωρούμε δύο(2) απλά εδραζόμενες γέφυρες, με μήκη $L=16\text{ m}$ και $L=70\text{ m}$, που διαθέτουν μια διπλά συμμετρική διατομή καταστρώματος ($z_M = 0$) και διαστάσεις $2\alpha*b = 10*1$ και $2\alpha*b=10*3$

Αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1, είναι κατασκευασμένες από δομικό χάλυβα (ισότροπο και ομογενές υλικό) με μέτρο ελαστικότητας $E=2.1 \times 10^8\text{ kN/m}^2$ και μέτρο διάτμησης $G=0.8 \times 10^8\text{ kN/m}^2$.

Η γέφυρα με μήκος $L=16\text{m}$ έχει ροπές αδράνειας $I_y = 0.007\text{m}^4$, $I_z = 0.08\text{m}^4$, στρεπτική σταθερά $I_d = 0.2 \times 10^{-3}\text{m}^4$, σταθερά στρέβλωσης $I_w = 0.08\text{m}^6$, μάζα ανά μονάδα μήκους $m=300\text{ kg/m}$ και περιστροφική αδράνεια $I_{px} = 500\text{kgm}^2$.

Η γέφυρα με μήκος $L=70\text{m}$ έχει ροπές αδράνειας $I_y = 0.80\text{m}^4$, $I_z = 8.50\text{m}^4$, στρεπτική σταθερά $I_d = 0.50\text{m}^4$, σταθερά στρέβλωσης $I_w = 0.10\text{m}^6$, μάζα ανά μονάδα μήκους $m=800\text{ kg/m}$ και περιστροφική αδράνεια $I_{px} = 2500\text{kgm}^2$.



Σχήμα 4.1 Γεωμετρία διατομής μιας απλά στηριζόμενης γέφυρας ενός ανοίγματος

Με βάση γραμμικοποιημένη ανάλυση, οι φυσικές συχνότητες των δύο γεφυρών βρέθηκαν ίσες με:

α) Γέφυρα μήκους $L=16\text{m}$

- Καμπτική παράλληλα προς τον άξονα z :

$$\omega_{z1} = 26.99, \omega_{z2} = 107.95, \omega_{z3} = 242.88\text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

- Καμπτική παράλληλη προς τον άξονα y :

$$\omega_{y1} = 91.23, \omega_{y2} = 364.93, \omega_{y3} = 821.10\text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

- Στρεπτική περί τον άξονα x:

$$\omega_{\theta 1} = 71.54, \omega_{\theta 2} = 283.55, \omega_{\theta 3} = 636.89 \text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

β) Γέφυρα μήκους $L=70\text{m}$

- Καμπτική παράλληλα προς τον άξονα z:

$$\omega_{z1} = 9.23, \omega_{z2} = 36.82, \omega_{z3} = 83.07 \text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

- Καμπτική παράλληλη προς τον άξονα y:

$$\omega_{y1} = 30.08, \omega_{y2} = 120.35, \omega_{y3} = 270.73 \text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

- Στρεπτική περί τον άξονα x:

$$\omega_{\theta 1} = 56.80, \omega_{\theta 2} = 113.78, \omega_{\theta 3} = 171.12 \text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

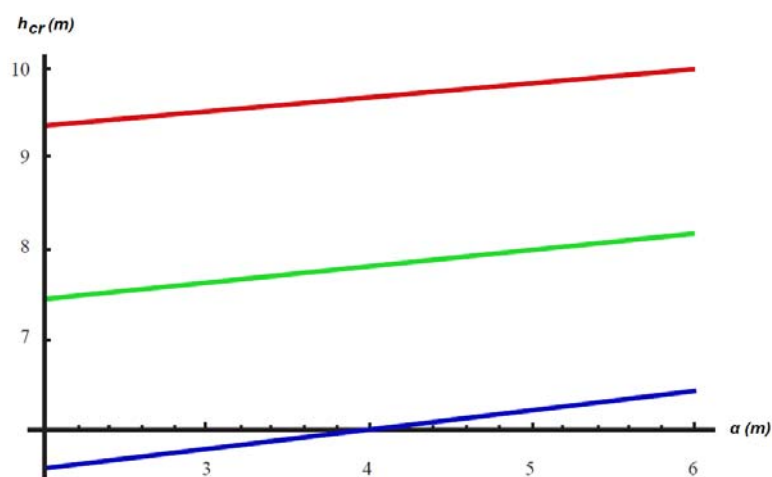
Και για τις δύο (2) περιπτώσεις, θεωρούμε ότι η κάθε στήριξη συνήθως υλοποιείται με δύο (2) κοχλίες M20 5.8 ($\sigma_f = 5000 \text{ daN/cm}^2$, $\tau_f = 4000 \text{ daN/cm}^2$).

4.2 Το κύμα

Σε αυτή την ενότητα, εξετάζουμε την επίδραση μερικών παραμέτρων στα χαρακτηριστικά του κύματος και στο μέγεθος των φορτίων.

4.2.1 Η επιρροή της παραμέτρου a

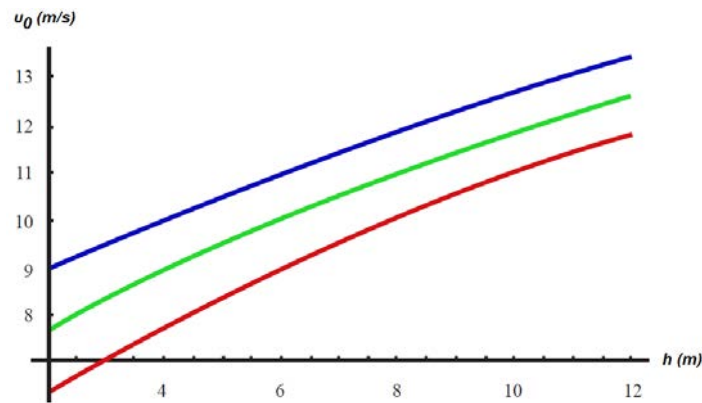
Η σχέση μεταξύ του κρίσιμου ύψους h και του μισού του πλάτους του καταστρώματος a για τρεις τιμές της απόστασης h_0 του καταστρώματος από το επίπεδο του νερού απεικονίζονται στο Σχήμα 4.2. Αυτά τα στοιχεία έχουν ισχυρή επιρροή στο κρίσιμο ύψος του εισερχόμενου κύματος.



Σχήμα 4.2 Η επιρροή του a στο h_{cr} για $h_0 = 6\text{m}$ (κόκκινη καμπύλη), 4m (πράσινη καμπύλη), και 2m (μπλε καμπύλη)

4.2.2 Η επιρροή της αλλαγής της ταχύτητας

Στις καμπύλες του Σχήματος 4.3 μπορεί κανείς να παρατηρήσει τη σχέση μεταξύ της ταχύτητας v_0 του εισερχόμενου κύματος με το ύψος h για τρεις διαφορετικές τιμές του βάθους h_s του νερού.

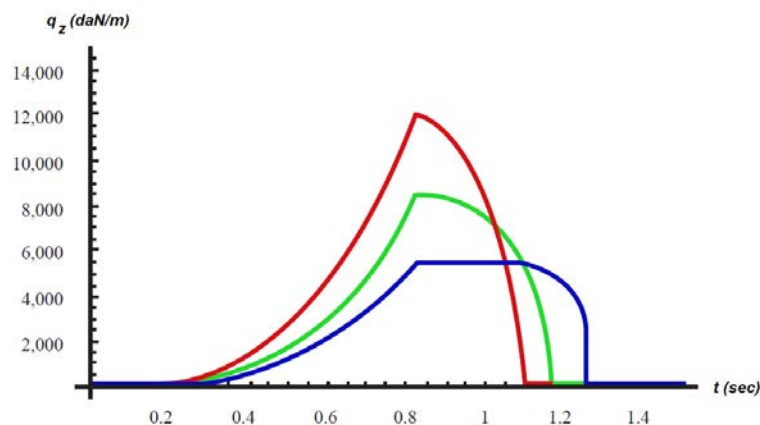


Σχήμα 4.3 Επιρροή των h και h_s στην ταχύτητα v_0 για $h_s = 2$ m (κόκκινο), $h_s = 4$ m (πράσινο), και $h_s = 6$ m (μπλε)

Οι ανωτέρω παράμετροι επηρεάζουν σημαντικά την ταχύτητα του προσεχούς κύματος.

4.2.3 Φορτία και ταχύτητα

Η επιρροή της ταχύτητας v_0 στο κατακόρυφο φορτίο q_z για $h_{cr} = 12$ m (σταθερό) φαίνεται στο Σχήμα 4.4. Διακρίνεται ότι για μικρότερη ταχύτητα το φορτίο μειώνεται με παράλληλη αύξηση του χρόνου επιρροής.



Σχήμα 4.4 Η επιρροή της ταχύτητας v_0 στο κατακόρυφο φορτίο: κόκκινη καμπύλη $v_0 = 11$ m/sec, πράσινη καμπύλη $v_0 = 9$ m/sec, και μπλε καμπύλη $v_0 = 7$ m/sec, για $h_{cr} = 12$ m

4.3 Η κίνηση του καταστρώματος

Για τα αποτελέσματα που έπονται και προκειμένου να μελετήσουμε την κίνηση του καταστρώματος, χρησιμοποιούμε τα εξής δεδομένα:

$h_o=6\text{m}$, $h_s=2\text{m}$, $b=3\text{m}$ και $\alpha=5\text{m}$ οπότε από προηγούμενη ανάλυση

$$h_{cr} = \frac{(h_o+b-h_s)+\sqrt{(h_o+b-h_s)^2+4\cdot[(h_o+b)\cdot h_s+2\cdot\alpha^2]}}{2}=12.45\text{m},$$

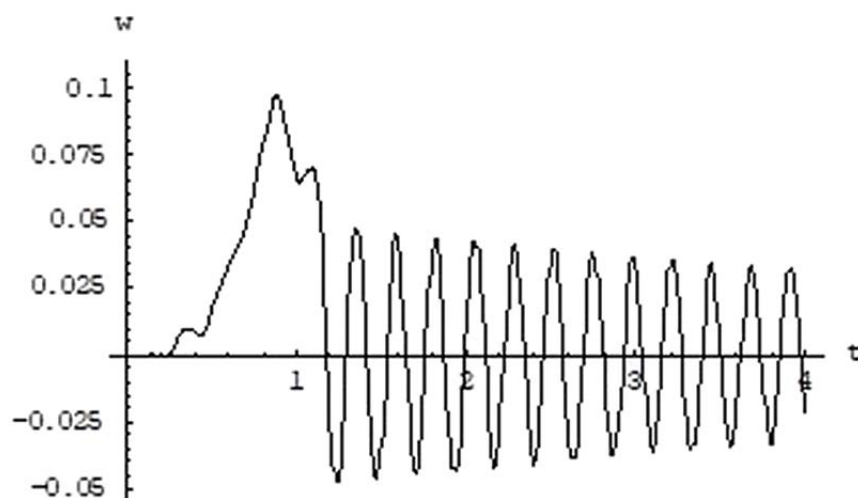
$$v_o = \sqrt{g \cdot (h + h_s)}=12.02\text{m/sec}.$$

Η μορφή του κύματος για τις εφαρμογές διαθέτει $L_1=L_2=4\text{m}$.

4.3.1 Γέφυρα ανοίγματος $L = 16\text{ m}$

(α) Κατακόρυφη κίνηση

Εφαρμόζοντας την προηγούμενη μαθηματική ανάλυση, προκύπτει το γράφημα του Σχήματος 4.5. Η μέγιστη παραμόρφωση που βρίσκουμε είναι $\max w=0.0972\text{m}$ στο χρονικό σημείο $t=0.89\text{sec}$, δηλαδή $\frac{L}{164} > \frac{L}{250} = 0.064\text{m}$. Αυτή η παραμόρφωση δεν είναι αποδεκτή.



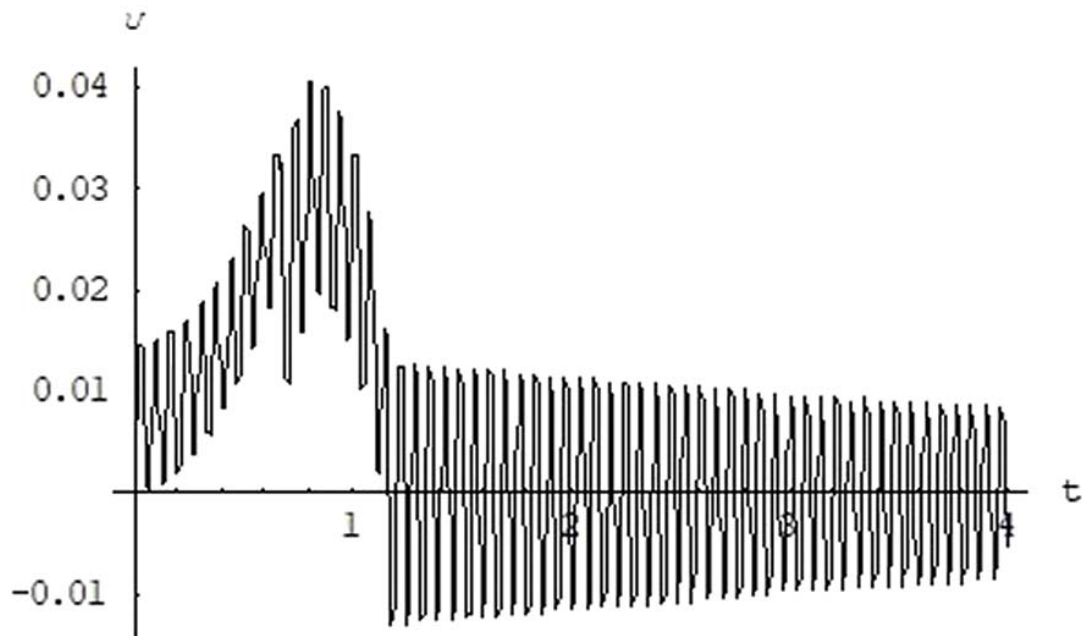
Σχήμα 4.5 Κατακόρυφη κίνηση της γέφυρας ανοίγματος 16 m

(β) Πλευρική κίνηση:

Με την ίδια μεθοδολογία, λαμβάνουμε το γράφημα του Σχήματος 4.6. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη παραμόρφωση 0.0404m λαμβάνει χώραν

την χρονική στιγμή $t=0.81\text{sec}$, και ισούται 0.0404m , με δηλαδή $\frac{L}{395} < \frac{L}{250} = 0.064\text{m}$.

Κατά συνέπεια, η παραμόρφωση αυτή είναι αποδεκτή.

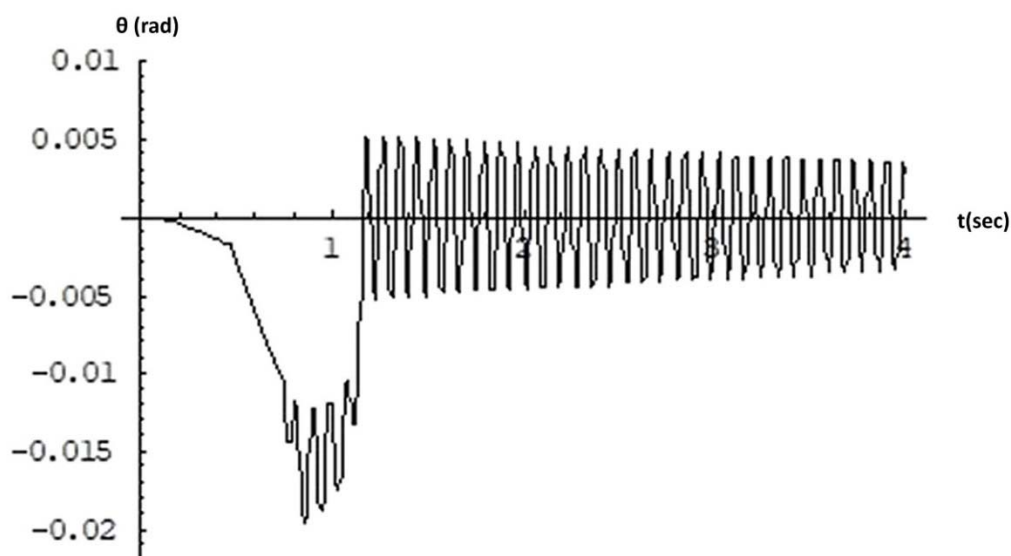


Σχήμα 4.6 Πλευρική κίνηση της γέφυρας ανοίγματος 16 m

(γ) Στρεπτική κίνηση

Η χρονο-ιστορία (θ, t) αυτής της κίνησης δίνεται στο Σχήμα 4.7.

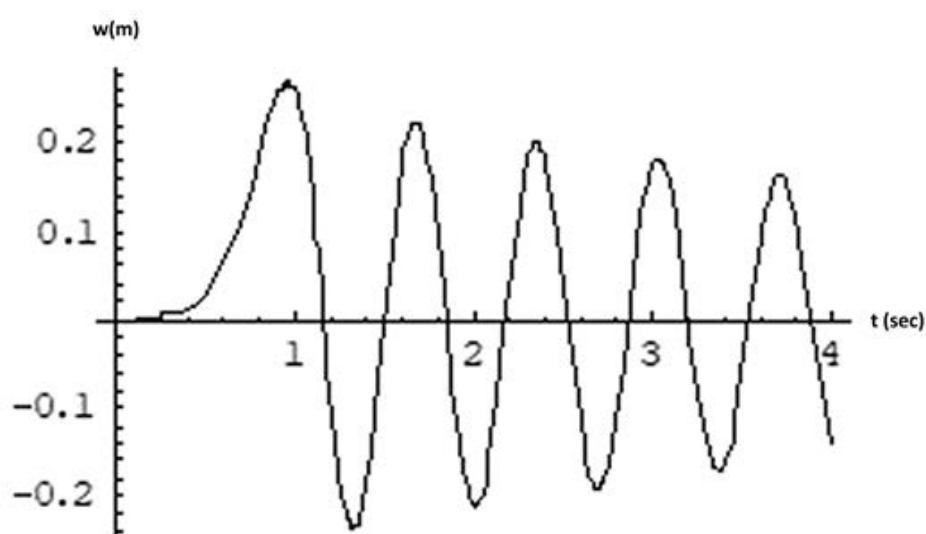
Η μέγιστη στρεπτική παραμόρφωση βρέθηκε ίση με $\theta_{max}=0,0198$ rad σε χρόνο $t=0.862\text{sec}$, δηλαδή $\theta=1.15^\circ$, ή 0.070 μοίρες/m, με την αποδεκτή στρέψη ανά μονάδα μήκους να είναι $0.25^\circ/\text{m}$.



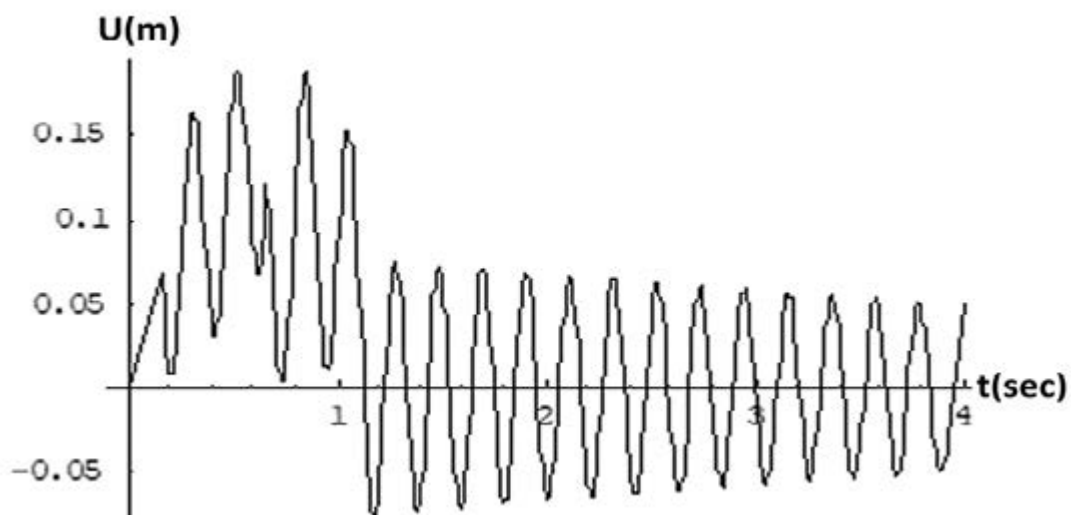
Σχήμα 4.7 Στρεπτική κίνηση της γέφυρας ανοίγματος 16m

4.3.2 Γέφυρα ανοίγματος $L = 70\text{ m}$

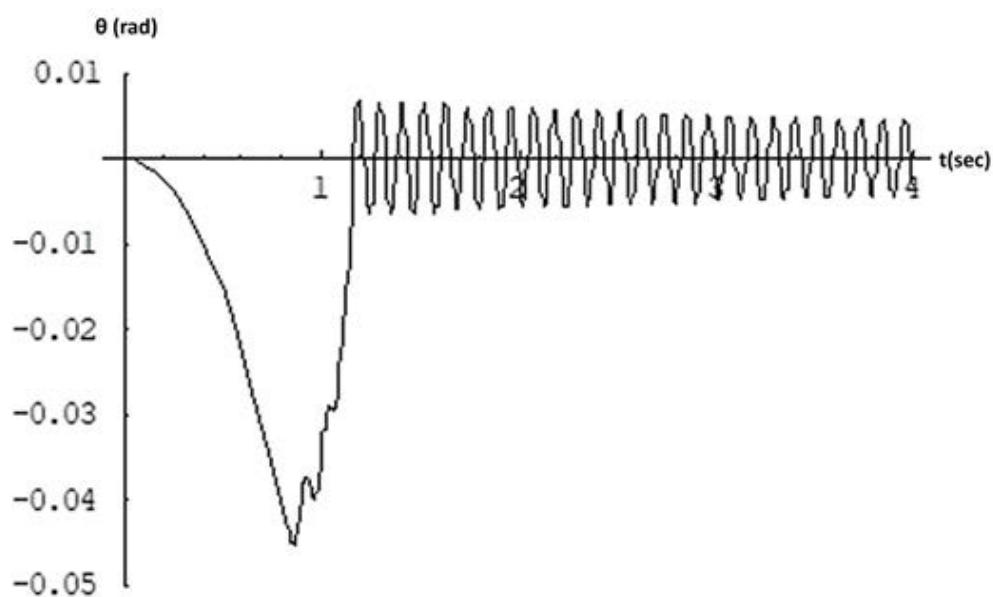
Εφαρμόζοντας εκ νέου τις αρχές της γραμμικοποιημένης δυναμικής, όπως και στην προηγούμενη παράγραφο, αποκτάται η απόκριση της συγκεκριμένης γέφυρας. Τα γραφήματα που αφορούν για την κατακόρυφη, την πλευρική και την στρεπτική κίνηση απεικονίζονται στα Σχήματα 4.8, 4.9 και 4.10 αντίστοιχα.



Σχήμα 4.8 Κατακόρυφη κίνηση της γέφυρας ανοίγματος 70 m



Σχήμα 4.9 Πλευρική κίνηση της γέφυρας ανοίγματος 70 m



Σχήμα 4.10 Στρεπτική κίνηση της γέφυρας ανοίγματος 70 m

Για την κατακόρυφη δυναμική, η μέγιστη παραμόρφωση είναι $w_{max} = 0.272\text{m}$ σε χρόνο $t = 0.96\text{ sec}$ και καθώς $\frac{L}{257} < \frac{L}{250} = 0.28\text{m}$ αυτή η παραμόρφωση είναι αποδεκτή.

Στην πλευρική κίνηση, παρατηρούμε ότι $U_{max} = 0.188\text{m}$ στον χρόνο $t = 0.845\text{sec}$, δηλαδή $\frac{L}{372} < \frac{L}{250} = 0.28\text{m}$. Η παραμόρφωση αυτή θεωρείται επίσης αποδεκτή.

Όσον αφορά στην στρεπτική κίνηση, η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση βρέθηκε ίση με $\theta_{max}=0.045\text{rad}$, εμφανιζόμενη σε χρόνο $t=0.865\text{sec}$ δηλαδή $\theta=2.8^\circ$ ή 0.04 μοίρες/m. Καθόσον η αποδεκτή περιστροφή ανά μονάδα μήκους είναι 0.25 μοίρες/m, τότε η παραμόρφωση που προέκυψε είναι επίσης αποδεκτή.

4.4 Θέματα ασφάλειας των γεφυρών

4.4.1 Γέφυρα ανοίγματος 16 m

(α) Λικνισμός

Για μια κλειστή διατομή, η δρώσα δύναμη ισούται με $F_b=2 \times 5 \times 1 \times 16 \times 1000=160000\text{ daN}$, ενώ για ανοιχτή διατομή και με $H=4\text{m}$, λαμβάνουμε:

$$h = \frac{\left(\frac{10000}{1000} + 0.5 + 4\right) - \sqrt{\left(\frac{10000}{1000} + 0.5 + 4\right)^2 - 2 \cdot 4 \cdot 1}}{2} = 0.13\text{m}$$

- Δρώσα δύναμη: $F_b = 2 \times 5 \times (0.5-0.13) \times 1000 \times 16 = 59200\text{ daN}$
- Δυνάμεις αντίδρασης: $F_{br} = 300 \times 10 \times 16 = 48000\text{ daN}$

$$F_{bt} = 2 \times 4 \times \pi \times 5000 = 127500\text{ daN}$$

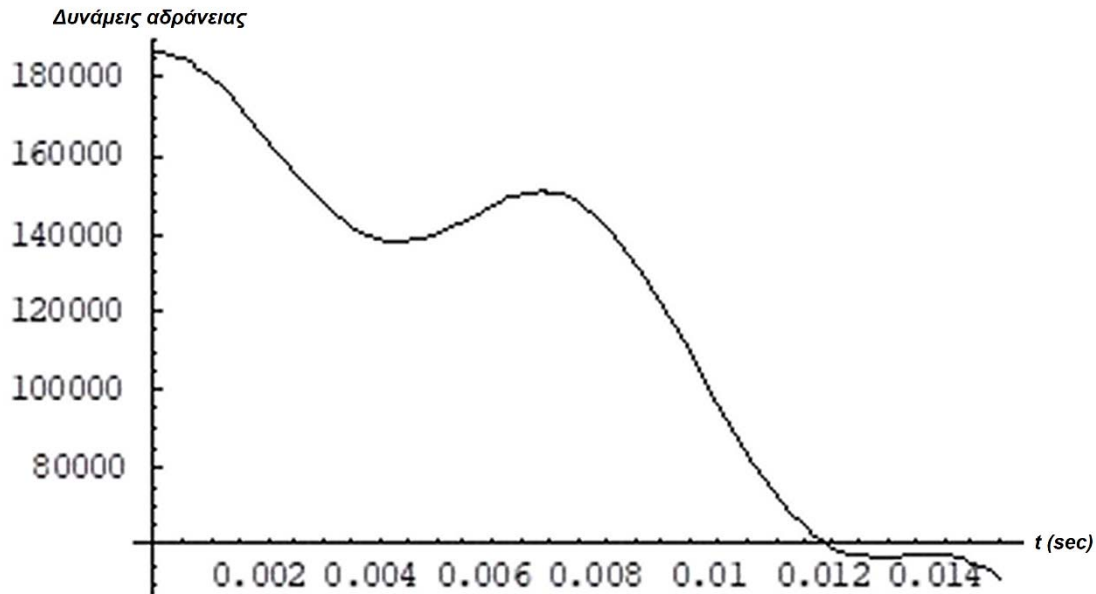
Εμφανώς, $F_{br} + F_{bt} > F_b$, που σημαίνει ότι η κατασκευή είναι ασφαλής έναντι του φαινομένου του λικνισμού.

(β) Μετατόπιση

- Δρώσα δύναμη: $F_h = (1000/10) \times 1 \times 122 \times 16 = 230400\text{ daN}$
- Δυνάμεις αντίδρασης: $F_{bs} = 2 \times 4 \times \pi \times 4000 = 100300\text{ daN}$

$$F_{bf} = 0.150 \times 300 \times 10 \times 16 = 7200\text{ daN}$$

Οι δυνάμεις αντίδρασης της αδράνειας καθορίζονται από τη σχέση: $F_{bi} = \int_0^L m \ddot{u} dx$, ενώ οι δρώσες δυνάμεις διαρκούν τουλάχιστον $(L_1+L_2)/v_o=0.67\text{ sec}$. Από το γράφημα του Σχήματος 4.11, κανείς μπορεί να παρατηρήσει ότι οι δυνάμεις αδράνειας παύουν να αντιδρούν μετά από χρόνο $t=0.014\text{sec}$. Άρα, το φαινόμενο της μετατόπισης δεν αποτρέπεται από το σύνολο των δυνάμεων αντίδρασης.



Σχήμα 4.11 Δυνάμεις αδράνειας της γέφυρας ανοίγματος 16m

(γ) Ανατροπή

- Δρώσες ροπές: $m_b = F_h \cdot \frac{b}{2} = \frac{\gamma}{g} \cdot b \cdot L \cdot v_o^2 \cdot \frac{b}{2} = 115\,200 \text{ daNm}$
- Ροπές αντίδρασης: $m_{s1} = mgLa = 300 \times 10 \times 16 \times 5 = 240\,000 \text{ daNm}$

$$m_{s2} = 2 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{2} \cdot 5000 \cdot 10 = 628\,300 \text{ daNm}$$

Είναι ευδιάκριτο ότι $m_{s1} + m_{s2} > m_b$, δηλαδή η γέφυρα είναι ασφαλής έναντι του φαινομένου της ανατροπής.

4.4.2 Γέφυρα ανοίγματος $L=70 \text{ m}$

(α) Λικνισμός

Η δρώσα δύναμη για κλειστή διατομή θα είναι ίση με $F_b = 2 \times 5 \times 3 \times 70 \times 1000 = 2100000 \text{ daN}$, ενώ για ανοικτή διατομή με $H=4\text{m}$, λαμβάνουμε:

$$h = \frac{\left(\frac{10000}{1000} + 1.5 + 4\right) - \sqrt{\left(\frac{10000}{1000} + 1.5 + 4\right)^2 - 2 \cdot 3 \cdot 4}}{2} = 0.39\text{m}$$

- Δρώσα δύναμη: $F_b = 2 \times 5 \times (1.5 - 0.39) \times 1000 \times 76 = 777000 \text{ daN}$
- Δυνάμεις αντίδρασης: $F_{br} = 800 \times 10 \times 70 = 560000 \text{ daN}$

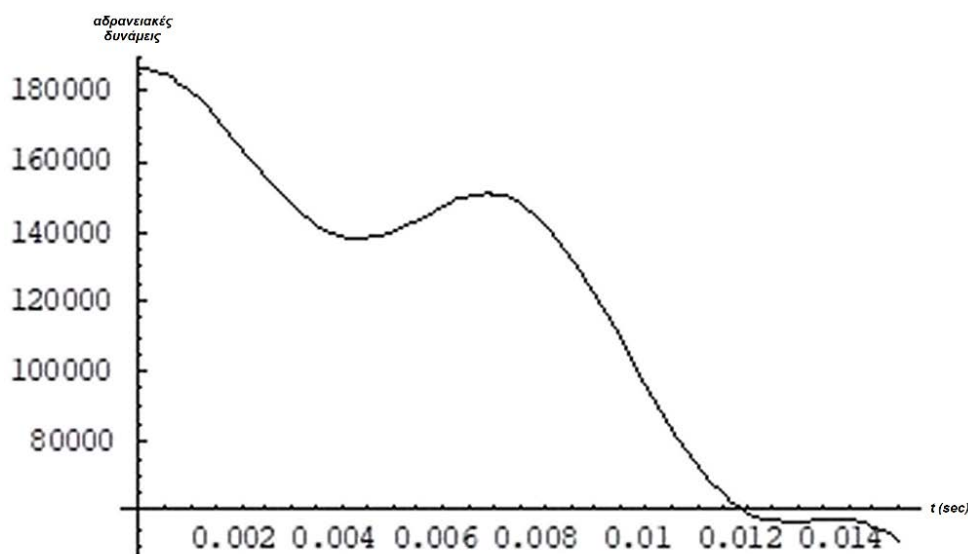
$$F_{bt} = 2 \times 4 \times \pi \times 5000 = 127500 \text{ daN}$$

Επομένως, $F_{br} + F_{bt} < F_b$, το οποίο σημαίνει ότι οι δυνάμεις αντίδρασης δεν μπορούν να αποτρέψουν το φαινόμενο του λικνισμού.

(β) Μετατόπιση

- Δρώσα δύναμη: $F_h = (1000/10) \times 3 \times 122 \times 706 = 3024000 \text{ daN}$
- Δυνάμεις αντίδρασης: $F_{bs} = 2 \times 4 \times \pi \times 4000 = 100300 \text{ daN}$
 $F_{bf} = 0.150 \times 3800 \times 10 \times 70 = 84000 \text{ daN}$

Οι δυνάμεις αντίδρασης λόγω αδράνειας καθορίζονται από τη σχέση $F_{bi} = \int_0^L m \ddot{u} \, dx$, οι οποίες απεικονίζονται στο Σχήμα 4.12. Καθίσταται φανερό ότι οι δυνάμεις αντίδρασης ακόμα και με τη βοήθεια των δυνάμεων αδράνειας είναι μικρότερες από τις δρώσες δυνάμεις. Συνεπώς, θα λάβει χώραν το φαινόμενο της μετατόπισης.



Σχήμα 4.12 Δυνάμεις αδράνειας της γέφυρας ανοίγματος 70m

(γ) Ανατροπή

- Δρώσες ροπές: $m_b = \left(\frac{1000}{10}\right) \times 3 \times 70 \times 12^2 \times \left(\frac{3}{2}\right) = 4536000 \text{ daNm}$
- Ροπές αντίδρασης: $m_{s2} = 2 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{2} \cdot 5000 \cdot 10 = 628\,300 \text{ daNm}$

Είναι ευδιάκριτο ότι $m_{s1} + m_{s2} < m_b$, δηλαδή η κατασκευή είναι ασφαλής έναντι του φαινομένου της ανατροπής.

Συνολικά, οι διάφορες καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των δύο (2) γεφυρών συνοψίζονται στα περιεχόμενα των Πινάκων 4.1 και 4.2.

Πίνακας 4.1. Καταστρώματα γέφυρας χωρίς ή με αδύναμες συνδέσεις

<i>Μήκος Γέφυρας (m)</i>	<i>16</i>	<i>70</i>
Φαινόμενο	Χαρακτηριστικά ασφαλείας	Χαρακτηριστικά ασφαλείας
Λικνισμός	Μη ασφαλής	Μη ασφαλής
Μετατόπιση	Μη ασφαλής	Μη ασφαλής
Ανατροπή	Ασφαλής	Μη ασφαλής

Πίνακας 4.2. Καταστρώματα γέφυρας που συνδέονται με τις στηρίξεις

<i>Μήκος Γέφυρας (m)</i>	<i>16</i>	<i>70</i>
Φαινόμενο	Χαρακτηριστικά ασφαλείας	Χαρακτηριστικά ασφαλείας
Λικνισμός	Ασφαλής	Μη ασφαλής
Μετατόπιση	Μη ασφαλής	Μη ασφαλής
Ανατροπή	Ασφαλής	Μη ασφαλής

4.5 Ποσοτική σύγκριση αποτελεσμάτων με υφιστάμενα από αριθμητικές προσομοιώσεις

Αντλώντας στοιχεία από τα περιεχόμενα των εργασιών της Βιβλιογραφίας (που παρατίθεται στο τέλος της παρούσας), οι οποίες σχετίζονται με τις αριθμητικές προσομοιώσεις ακραίων πλημμυρών (για τις οποίες έχει γίνει περίληψη στην εισαγωγή της παρούσας εργασίας), προκύπτουν αντικειμενικές δυσκολίες για μια τέτοια σύγκριση, καθώςον ισχύουν τα ακόλουθα:

1. Στις εργασίες αυτές δεν υπάρχει ομοιομορφία προσομοιώσεων, και σε κάποιες οι διαφορές μεταξύ τους είναι μεγάλες.

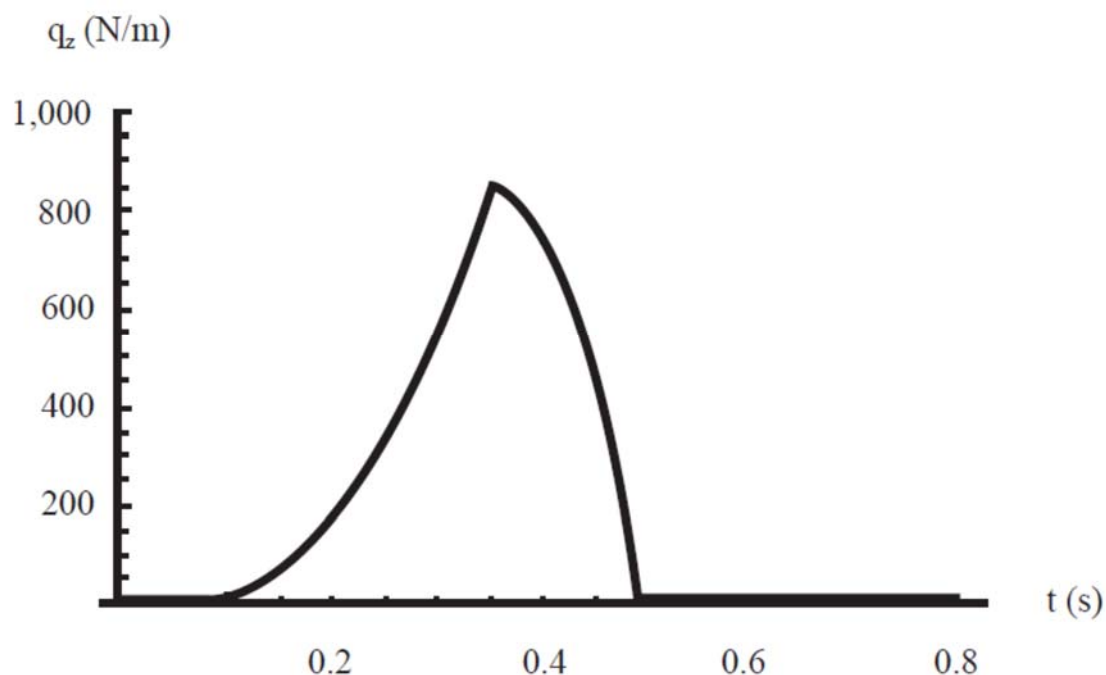
2. Τα χαρακτηριστικά των τύπων των γεφυρών των παραδειγμάτων που παρατέθηκαν (η διατομή, το υλικό, το ύψος πάνω από τη στάθμη της θάλασσας, το μήκος καθώς και οι συνθήκες στήριξης), τα οποία χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία διαφέρουν σημαντικά από τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά των προσομοιωμένων δομών γεφυρών.

Λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις διαφορές, καθίσταται δύσκολο να διεξαχθεί μια ποσοτική σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της παρούσας εργασίας και αυτών που εξάγονται από αριθμητικές προσομοιώσεις σε άλλες εργασίες. Σε τέτοιες περιπτώσεις, είναι σημαντικό να λαμβάνονται υπόψη οι διαφορές στις μεθόδους και στα χαρακτηριστικά των προσομοιώσεων.

Ως παρεπόμενο, για μια σωστή συνολική ποσοτική σύγκριση, όλα τα δεδομένα εισόδου και εξόδου των αριθμητικών προσομοιώσεων θα πρέπει να είναι διαθέσιμα, ώστε να υποστούν κατάλληλη επεξεργασία (βαθμονόμηση, κλιμάκωση κ.ο.κ), η οποία κρίνεται μάλλον αδύνατη. Εικάζεται ότι, αν δοθεί η δυνατότητα απόκτησης των χαρακτηριστικών των προσομοιωμένων υπερκατασκευών γεφυρών θα μπορούσαν αυτά να χρησιμοποιηθούν για περαιτέρω ανάλυση στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, που όμως εκφεύγει των σκοπών της.

Εντούτοις, μπορεί κανείς να παρατηρήσει πως τα αποτελέσματα που προέκυψαν εδώ, όσον αφορά την τάξη μεγέθους των φορτίων των κυμάτων, συμφωνούν ικανοποιητικά για τις τυπικές πρακτικές ανάγκες με αυτά της αναφοράς [23].

Επιπρόσθετα, χρησιμοποιώντας τα δεδομένα της αναφοράς [20], σχεδιάζεται το διάγραμμα του Σχήματος 4.13, εμφανίζοντας και πάλι ένα αποδεκτό επίπεδο προσέγγισης - για πρακτικές εφαρμογές – συγκριτικά με τα αποτελέσματα του Σχήματος 4.3, όσον αφορά τη μέγιστη τιμή του φορτίου του κύματος.



Σχήμα 4.13 Το φορτίο του κύματος με βάση την αναφορά [20]

4.6 Συμπεράσματα

Η παρούσα Εργασία παρουσιάζει ένα απλό μαθηματικό μοντέλο βασισμένο σε αποδεκτές αρχές της Υδραυλικής για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό γεφυρών, οι οποίες θα κατασκευαστούν σε περιοχές που είναι επιρρεπείς σε φαινόμενα τσουνάμι, με σκοπό να αποφευχθούν αναλύσεις που απαιτούν λεπτομερή μελέτη του ωκεανού και της παράκτιας Μηχανικής.

Τα αποτελέσματα υφιστάμενων υπάρχουσών πειραματικών και θεωρητικών μελετών βρίσκονται σε ικανοποιητική συμφωνία με αυτά της παρούσας Εργασίας, αναφορικά με τις τιμές και τη διάρκεια των ενεργών κυμάτων.

Η εργασία απαρτίζεται από δύο (2) μέρη. Το ένα μέρος αφορά τις παραμορφώσεις των γεφυρών που εξετάστηκαν και το άλλο την ασφάλεια των κατασκευών αυτών.

Στο 1^ο μέρος, μελετήθηκε η φέρουσα ικανότητα των γεφυρών έναντι φορτίων λόγω τσουνάμι, με τη θεώρηση ότι το κατάστρωμα είναι σταθερά συνδεδεμένο με τις στηρίξεις.

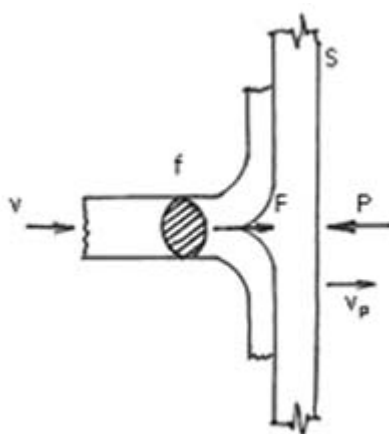
Σύμφωνα με την εφαρμογή της προτεινόμενης μεθοδολογίας σε αντιπροσωπευτικά μοντέλα μικρών ή σχετικά μεγάλων γεφυρών ενός ανοίγματος, προέκυψαν τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Από το περιεχόμενο του πρώτου μέρους διαπιστώνεται ότι οι κατακόρυφες παραμορφώσεις των μικρών γεφυρών δεν είναι αποδεκτές, ενώ αυτές των μεγάλων γεφυρών είναι κοντά ή λίγος μεγαλύτερες από τα αποδεκτά σχετικά όρια.
- Με βάση την θεώρηση σύνδεσης του καταστρώματος με τα βάθρα μέσω κοχλιών (αντί της απλής έδρασης) για μικρές γέφυρες με μικρότερο πλάτος καταστρώματος, οι ροπές αντίδρασης λόγω του ίδιου βάρους της πλάκας και της αντίδρασης που προέρχεται από τους κοχλίες είναι μικρότερες Ως εκ τούτου υπάρχει σημαντική πιθανότητα μη αποτροπής του φαινομένου της ανατροπής.
- Η προτεινόμενη διαδικασία, παρόλο που βασίζεται σε ορισμένες απλουστεύσεις και υποθέσεις, βρίσκεται σε θέση να αποτυπώσει τα κυριότερα χαρακτηριστικά των φαινομένων που αντιμετωπίζονται, σε σχέση με τις δράσεις τσουνάμι, τις γενικευμένες δυνάμεις, τη δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας καθώς και τα θέματα ασφαλείας.

Παράρτημα: Απλά Θέματα Υδραυλικής

A1. Πρόσπτωση φλέβας ύδατος επί επίπεδης κατακόρυφης επιφάνειας

Κατ' αρχήν διερευνάται η ροή του ύδατος που απεικονίζεται στο Σχήμα A1, με διατομή εμβαδού f , η οποία προσκρούει - συγκρούεται με μια επίπεδη επιφάνεια μιας πλάκας S .



Σχήμα A1 Πρόσπτωση φλέβας ύδατος επί κατακόρυφης επίπεδης πλάκας

Η πίεση F που παράγεται καθώς και η αντίδραση P θα είναι ίσες με:

$$F = P = \rho Q v = \frac{\gamma}{g} \cdot f v^2 \quad (A1)$$

όπου v είναι η ταχύτητα της ροής και Q είναι ο όγκος του ύδατος.

Για μια πλάκα που κινείται με ταχύτητα V_p παράλληλα με τη ροή του ύδατος και προς την ίδια κατεύθυνση, ο ενεργός όγκος του ύδατος επί της πλάκας θα είναι $Q_p = f \cdot (v - v_p)$, οπότε η πίεση που παράγεται δίνεται από τη σχέση

$$F = \frac{\gamma}{g} f (v - v_p)^2 \quad (A2)$$

Το έργο που παράγεται ανά μονάδα χρόνου γράφεται ως:

$$\xi = F v_p = \frac{\gamma}{g} f (v - v_p)^2 v_p \quad (A3)$$

και καθίσταται μέγιστο όταν $\frac{d\xi}{dv_p} = 0$, που σημαίνει ότι

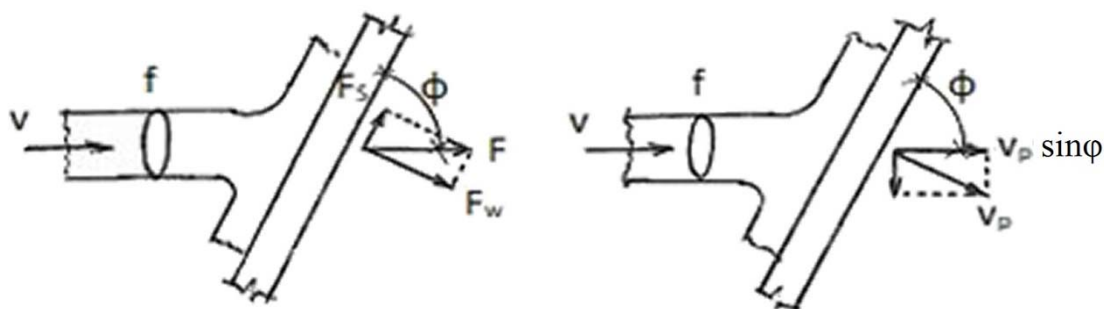
$$v_p = \frac{v}{3} \text{ ή } v_p = 0 \quad (A4)$$

Ο μηδενισμός της v_p δεν έχει επιρροή, άρα για $v_p = \frac{v}{3}$ προκύπτει άμεσα ότι

$$\xi_{max} = \frac{4}{27} \cdot \frac{\gamma \cdot v^3}{g} \quad (A5)$$

A2. Πρόσπτωση φλέβας ύδατος επί επίπεδης κεκλιμένης επιφάνειας

Αν η πλάκα επί της οποίας προσπίπτει η φλέβα ύδατος έχει κλίση κατά γωνία φ προς την κατεύθυνση της ροής, όπως στο Σχήμα A2



Σχήμα A2 Πρόσπτωση φλέβας ύδατος επί κεκλιμένης επίπεδης πλάκας

τότε, με παρόμοια ως άνω διαδικασία βρίσκουμε ότι

Με την ίδια μέθοδο όπως στην παράγραφο A1, μπορούμε να γράψουμε ότι:

$$\left. \begin{aligned} F &= \frac{\gamma}{g} f v^2 \\ F_w &= \frac{\gamma}{g} f v^2 \sin \varphi \\ F_s &= \frac{\gamma}{g} f v^2 \cos \varphi \end{aligned} \right\} \quad (\text{A6-A8})$$

Για μια πλάκα κινούμενη με ταχύτητα V_p κάθετα στην επιφάνειά της, ο όγκος του ύδατος που την προσκρούει την πλάκα είναι $\varepsilon Q_p = f \cdot (v - v_p \cdot \sin \varphi)$, οπότε και η πίεση που αναπτύσσεται θα είναι $F = \frac{\gamma}{g} Q_p (v - v_p \cdot \sin \varphi) = \frac{\gamma}{g} f (v - v_p \cdot \sin \varphi)^2$.

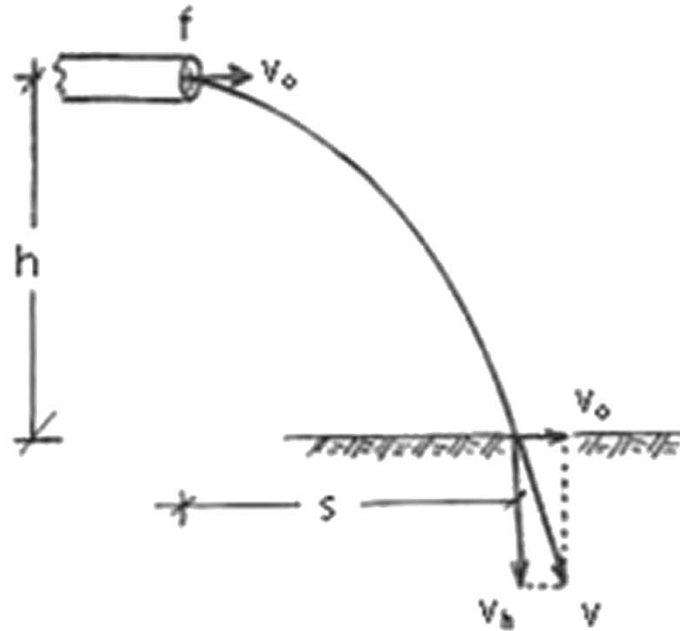
Άρα, θα ισχύει ότι

$$\left. \begin{aligned} F_w &= \frac{\gamma}{g} \cdot f \cdot (v - v_p \cdot \sin \varphi)^2 \cdot \sin \varphi \\ F_s &= \frac{\gamma}{g} \cdot f \cdot (v - v_p \cdot \sin \varphi)^2 \cdot \cos \varphi \end{aligned} \right\} \quad (\text{A9, A10})$$

A3. Εκτόξευση φλέβας ύδατος

Μια φλέβα ύδατος θεωρείται εδώ ότι εκτοξεύεται από ύψος h με οριζόντια ταχύτητα v_o , οπότε το φαινόμενο της εν λόγω κίνησης του ρευστού είναι ουσιαστικά μια αρχικά οριζόντια βολή. Αυτή, σύμφωνα με την αρχή της ανεξαρτησίας των κινήσεων, η διάρκεια της έως ότου φτάσει στο έδαφος εξαρτάται από το ύψος h . Προφανώς, η απόσταση s που πέφτει το νερό, όπως φαίνεται στο Σχήμα A3, εξαρτάται

από την αρχική ταχύτητα εκτόξευσης v_o , δηλαδή: $s = v_o \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot h}{g}}$. Η τελική κατακόρυφη ταχύτητα είναι $v_h = gt = \sqrt{2hg}$, οπότε η ταχύτητα κρούσης θα είναι $v = \sqrt{v_o^2 + 2hg}$.



Σχήμα Α3 Οριζόντια εκτόξευση φλέβας ύδατος

Βιβλιογραφία

1. Zerva, A.; Response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, **1990**, 19, 819-832.
<https://doi.org/10.1002/eqe.4290190604>
2. Price, T. E., Eberhard, M. O.; Effects of spatially varying ground motions on short bridges. *J. Struct. Eng., (ASCE)*, **1998**, 124(8), 948-955.
[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:8\(948\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:8(948))
3. Michaltsos, G.T., Raftoyiannis, I.G.; A mathematical model for rocking, overturning and shifting problems in bridges. *Eng. Struct.*, **2008**, 30 (12), 3587-3594. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.06.007>
4. Xiong, W., Cai, C.S., Byeongseo, K., Tianchu, Y.; Overturning-Collapse Modeling and Safety Assessment of Bridges Supported by Single-Column Piers. *J. Bridge Eng.*, **2017**, 22, 04017084, 1-13.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001133](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001133)
5. Deng, T. Zhang, J., Li, S., Wang, Y.; Anti-overturning stability coefficient of curved girder bridges considering seismic action. *Vibroeng.*, **2019**, 21(3), 710-725. <https://doi.org/10.21595/jve.2019.20798>
6. Panchang, V.G., Li, D.; Large Waves in the Gulf of Mexico Caused by Hurricane Ivan. *Bull. Am. Meteorol. Soc.*, **2006**, 87(4), 481-489.
<https://doi.org/10.1175/BAMS-87-4-481>
7. Kosa, K.; Damage Analysis of Bridges Affected by Tsunami Due to Great East Japan Earthquake. *Journal of JSCE*, **2014**, 2(1), 77-93.
https://doi.org/10.2208/journalofjsce.2.1_77
8. Yim, S.C., Cheung, K.F., Olsen, M.J., and Yamazaki, Y.; Tohoku Tsunami Survey, Modeling and Probabilistic Load Estimation Applications. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, March 1-4, **2012**, Tokyo, Japan, 430-443.
9. Azadbakht, M., Yim, S.C.; Simulation and Estimation of Tsunami Loads on Bridge Superstructures. *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering (ASCE)*, **2015**, 141(2), 04014031. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000262](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000262)
10. Xiang, T., Istrati, D., Yim, S., Buckle, I., Lomonaco, O.; Tsunami loads on a Representative Coastal Bridge Deck: Experimental Study and Validation of

- Design Equations. J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, **2020**, 146(5), 04020022. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000560](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000560)
11. Riggs, H., Robertson, I.N., Cheung, K.F., Pawlak, G., Young, Y.L., and Yim, S.C.; Experimental Simulation of Tsunami Hazards to Buildings and Bridges. Proceedings of **2008** NSF Engineering Research and Innovation Conference, Knoxville, Tennessee, USA, 1056-1064.
 12. Araki, S., Deguchi, I.; Experimental Study on Tsunami Fluid Force on Bridge across Narrow River. Proceedings of the 5th International Conference on Asian and Pacific Coasts, **2010**, 1, 143–150.
https://doi.org/10.1142/9789814287951_0015
 13. Larsen, B.E., Arbøll L.K., Kristoffersen S., Carstensen, D.R., Fuhrman, D.R.; Experimental Study of Tsunami-induced scour around a monopile foundation. Coastal Eng., **2018**, 138, 9-21. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2018.04.007>
 14. Istrati, S., Buckle, I., Lomonaco, P., and Yim, S.; Deciphering the Tsunami Wave Impact and Associated Connection Forces in Open-Girder Coastal Bridges. J. Mar. Sci. Eng., **2018**, 6(4), 148.
<https://doi.org/10.3390/jmse6040148>
 15. Synolakis, C.E.; Tsunami Runup on Steep Slopes - How Good Linear Theory Really Is. Nat. Hazard., **1991**, 4(2), 221-234.
<https://doi.org/10.1007/BF00162789>
 16. Pelinovsky, E.N., Mazova, R. Kh.; Exact Analytical Solutions of Nonlinear Problems of Tsunami Wave Run-up on Slopes with Different Profiles. Nat. Hazard., **1992**, 6(3), 227-249. <https://doi.org/10.1007/BF00129510>
 17. Goto, K., Fujiwara, O., Fujino, S.; Thematic section: Bridging the gap separating geological studies and disaster mitigation countermeasures for earthquakes and tsunamis. Island Arc, **2010**, 19(3), 371–373.
<https://doi.org/10.1111/j.1440-1738.2010.00735.x>
 18. Bricker, J. D., Nakayama, A.; Contribution of Trapped Air, Deck Superelevation, and Nearby Structures to Bridge Deck Failure during a Tsunami. J. Hydraul. Eng., **2014**, 140(5), 05014002.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000855](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000855)
 19. Greco, F., Lonetti, P., Nevone Blasi, P.; Vulnerability analysis of bridge superstructures under extreme fluid actions. J. Fluids Struct., **2020**, 93(409), 102843. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2019.102843>

20. Greco, F., Lonetti, P., Nevone Blasi, P.; Impact mitigation measures for bridges under extreme flood actions. *J. Fluids Struct.*, **2021**, 106, 103381. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2021.103381>
21. De Rosis, A.; A lattice Boltzmann-finite element model for two-dimensional fluid-structure interaction problems involving shallow waters. *Adv. Water Resour.*, **2014**, 65, 18-24. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2014.01.003>
22. Salem H., Mohssen, S., Kosa, K., and Hosoda. A.; Collapse Analysis of Utatsu Ohashi Bridge Damaged by Tohoku Tsunami using Applied Element Method. *J. Adv. Concr. Technol.*, **2014**, 12(10), 388-402. <https://doi.org/10.3151/jact.12.388>
23. Ataei, N., and Padgett, J. E.; Influential fluid–structure interaction modelling parameters on the response of bridges vulnerable to coastal storms. *Struct. Infrastruct. Eng.*, **2015**, 11(3), 321–333. <https://doi.org/10.1080/15732479.2013.879602>
24. Huang, Y., Zhu, Ch.; Numerical analysis of tsunami-structure interaction using a modified MPS method. *Nat. Hazard.*, **2015**, 75(3), 2847-2862. <https://doi.org/10.1007/s11069-014-1464-1>
25. Sosa, E. M., et al.; Finite element simulation of deployment of large-scale confined inflatable structures. *Thin-Walled Struct.*, **2016**, 104, 152-167. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.02.019>
26. Douglass, S. L., Hughes, S., Rogers, S., and Chen, Q.; “The impact of Hurricane Ivan on the coastal roads of Florida and Alabama: A preliminary report”, **2004**, Report to Coastal Transportation Engineering Research and Education Center, University of South Alabama, Mobile, AL p.19.
27. Douglass, S. L., Chen, Q., Olsen, J. M., Edge, B. L., and Brawn, D.; “Wave Forces on Bridge Decks”, **2006**, University of South Alabama, Coastal Transportation Engineering Research and Education Center, University of South Alabama, Mobile, AL, p. 74.
28. Robertson, I. N., Yim, S., Riggs, H. R., and Young, Y.L.; “Costal Bridge Performance During Hurricane Katrina”, **2007**, Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cape Town, South Africa, Millpress, Rotterdam, Netherlands, 1864-1870.
29. Maruyama, K., Tanaka, Y., Kosa, K., Hosoda, A., Mizutami, N., and Nakaimura, T.; “Evaluation of Tsunami Force Acted on Bridges by Great East

- Japan Earthquake”, **2013**, 10th Int. Conference on Urban Earthquake Engineering, 7-16.
30. Zhu, M. J., Elkhetafi, I., Scott, M. H.; Validation of OpenSees for Tsunami loading on Bridge superstructures. J. Bridge Eng, **2018**, 23(4), 04018015. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001221](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001221)
 31. Akiyama, M., Frangopol, D.; Reliability of Bridges under Seismic and Tsunami Hazards. 2nd Int. Conf. on Vulnerability and Risk Analysis and Management (ICVRAM) and 6th Int. Symposium on Uncertainty, Modeling and Analysis (ISUMA), June **2014**, Liverpool, UK.
 32. Alhamid, A.K., Akiyama, M., Ishibashi, H., Aoki K., Koshimura, S., Frangopol, D.M.; Framework for probabilistic tsunami hazard assessment considering the effects of sea-level rise due to climate change. Structural Safety, **2022**, 94, 102152. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2021.102152>
 33. EN 1991-1-6: 2005, §4.9 “Actions caused by waters-water effects caused by an earthquake-tsunamis”.
 34. ASCE-SEI-7-16, “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”, **2017**, American Society of Civil Engineers.
 35. FEMA P-646; “Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis”, August **2019**, Applied Technology Council, Redwood City, California 94065.
 36. Istrati, D., Buckle I.G.; Tsunami Loads on Straight and Skewed Bridges – Part I: Experimental Investigation and Design Recommendations, Univ. of Nevada, Reno (Oregon Department of Transportation) Report FHWA-OR-RD-21-12, February **2021**. <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/55988>
 37. Istrati, D., Buckle I.G.; Tsunami Loads on Straight and Skewed Bridges – Part 2: Numerical Investigation and Design Recommendations, Univ. of Nevada, Reno (Oregon Department of Transportation) report FHWA-OR-RD-21-13, March **2021**. <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/55947>
 38. Karambas, Th., Krestenitis, I., Koutitas, X., “Elements of wave engineering”, Ed. Kallipos, **2015**, Thessaloniki, (in Greek).
 39. Michaltsos G.T., Raftoyiannis I.G., “Bridges’ Dynamics” (e-Book), 2011, eISBN: 978-1-60805, Bentham. <http://dx.doi.org/10.2174/97816080522021120101>

40. Michaltsos G.T., Sophianopoulos, D.S., Konstandakopoulos, Th.G., A Simple Mathematical Model for Extreme Flood Actions on Superstructures of Coastal Bridges. Engineering Science and Technology, **2022**, 3(4), 240-270.
<https://doi.org/10.37256/est.3220221316>