

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)
 SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)
 COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)
 SACYR S.A.U. (MANDANTE)
 ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)
 A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

<p>IL PROGETTISTA MWH S.p.A. Dott. Ing. M. Fedeli Ordine Ingegneri Milano n° A24156 Dott. Ing. E. Pagani Ordine Ingegneri Milano n° 15408</p> 	<p>IL CONTRAENTE GENERALE Project Manager (Ing. P.P. Marcheselli)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Direttore Generale e RUP Validazione (Ing. G. Fiammenghi)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Amministratore Delegato (Dott. P. Ciucci)</p>
---	--	--	--

<p><i>Unità Funzionale</i> OPERA DI ATTRAVERSAMENTO <i>Tipo di sistema</i> CANTIERI <i>Raggruppamento di opere/attività</i> MARITTIMO <i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i> PONTILE CALABRIA: PO.30 <i>Titolo del documento</i> CP1 - RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">CZ0054_F0</div>
---	--



CODICE	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">C</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">G</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">2</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">7</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">P</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">C</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">L</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">D</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">P</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">C</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">Z</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">C</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">H</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">P</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">O</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">3</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">1</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">F</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">0</div> </div>
--------	---

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	ROSSI	FEDELI	SUSANI

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE.....	3
Premessa.....	7
1 Documentazione di riferimento	8
1.1 Elaborati di progettazione.....	8
1.2 Norme.....	8
1.2.1 Normativa italiana sulle strutture	8
1.2.2 Eurocodici e norme ISO	8
1.2.3 Norme geotecniche	9
1.2.4 Norme specifiche sul calcestruzzo	10
1.2.5 Norme specifiche sull'acciaio	10
1.2.6 Norme sulle costruzioni marittime	10
1.3 Programmi di calcolo	11
1.4 Vita utile e periodo di riferimento	11
1.5 Caratterizzazione geotecnica dell'area.....	13
1.5.1 Stratigrafia lato Sicilia.....	14
1.5.2 Stratigrafia lato Calabria.....	17
1.5.3 Profilo geotecnico di progetto per le fondazioni dei pontili	19
1.5.4 Scelta della tipologia di fondazioni	20
1.6 Condizioni ambientali: Livelli di marea e moto ondoso.....	21
1.6.1 Condizioni lato Sicilia	22
1.6.2 Condizioni lato Calabria	23
2 Caratteristiche dei materiali	24
2.1 Calcestruzzo.....	24
2.1.1 Calcestruzzo per i pali.....	24
2.1.2 Calcestruzzo per l'impalcato	25
2.2 Acciaio.....	25
2.2.1 Acciaio per armatura lenta	25
2.2.2 Acciaio per armature da precompressione.....	26
3 Criteri generali di analisi e verifica	27
3.1 Categorie di situazioni progettuali	27
3.2 Azioni sulle strutture e periodi di ritorno	28

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

3.3	Verifica con il metodo dei coefficienti parziali	29
3.3.1	Valore di progetto delle azioni	29
3.3.2	Valore di progetto delle proprietà dei materiali	30
3.3.3	Stati limite ultimi	30
4	Modellazione.....	31
4.1	Descrizione dell'opera	31
4.2	Caratteristiche geometriche.....	35
4.3	Analisi dei carichi.....	36
4.3.1	Pesi propri	36
4.3.2	Carico permanente.....	37
4.3.3	Carico accidentale: scarico e movimentazione dei conci	38
4.3.4	Analisi delle necessità funzionali marittime e delle azioni meteomarine	40
4.3.4.1	Tiro alla bitta.....	44
4.3.4.2	Forza d'accosto trasmessa attraverso il parabordo	48
4.3.4.3	Forze impulsive sugli elementi d'impalcato dovuti agli impatti del moto ondoso	51
4.3.5	Azione sismica	55
4.3.5.1	Spettro di risposta elastico	56
4.3.5.2	Condizioni del sito locale.....	59
4.3.5.3	Metodo di analisi	60
4.4	Combinazioni di carico	68
4.5	Interazione pali – terreno.....	70
4.6	Diagrammi delle sollecitazioni	73
4.6.1	Inviluppo combinazioni STR.....	74
4.6.1.1	Elementi beam	74
4.6.1.2	Elementi plate	77
4.6.2	Inviluppo combinazioni GEO	80
5	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	84
5.1	Dimensionamento dei pali di fondazione.....	84
5.1.1	Verifica a pressoflessione	91
5.1.2	Verifica a taglio.....	97
5.2	Verifica delle travi	99
5.2.1	Verifica a pressoflessione	99
5.2.2	Verifica a taglio.....	110

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.2.3	Verifica a torsione.....	111
5.2.4	Verifica a taglio – torsione	113
5.3	Verifica della soletta	114
5.3.1	Verifica a pressoflessione	114
5.3.2	Verifica a taglio.....	118
5.4	Verifica del nodo trave-palo.....	121
5.4.1	Verifica a taglio.....	121
5.4.2	Verifica a taglio e trazione	121
5.4.3	Verifica a sfilamento	122
5.4.4	Verifica del baggiolo	122

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO</p>		<p><i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Premessa

La presente relazione tecnica è relativa al calcolo di progetto dei pontili di Ganzirri e Cannitello nell'ambito dei lavori per la realizzazione del ponte sospeso sullo Stretto di Messina. Trattasi di due banchine a giorno su pali che permettono l'attracco destinato allo sbarco dei conci prefabbricati delle torri. Ciascun concio prefabbricato pesa 1200 t e viene movimentato tramite un sistema di dodici carrelloni. Ogni gruppo di carrelloni compone un impronta di 13,555 per 18,190 metri. La chiatta che trasporta e movimentata i conci (a gruppi di quattro conci) è lunga 91,5 m e larga 21,5 m (rif. 2002159_DO_00616_C.pdf). L'opera di attracco destinata allo sbarco dei conci prefabbricati ha carattere provvisoria, in quanto verrà demolita una volta finita la costruzione delle pile del ponte.

Si stima un periodo d'utilizzo di circa 10 anni.

I pontili lato Calabria sito a Cannitello, e lato Sicilia sito a Ganzirri sono caratterizzati da un ingombro di 66 m x 24 m in pianta e sono costituiti da un impalcato in calcestruzzo gettato in opera poggiante su una maglia di pali trivellati.

I pali, in numero di 40 (4 file x 10 colonne), presentano un diametro 120 cm e lunghezza variabile in funzione della profondità del fondale; si prevede un immorsamento nel terreno pari a 29 m. L'interasse tra i pali parallelamente alla costa varia da un minimo di 7,00 ad un massimo di 8,00 m in corrispondenza della campata centrale, mentre perpendicolarmente è costante e pari a 7 m.

L'impalcato è costituito da un graticcio di travi ribassate di altezza variabile tra 130 e 178 cm circa e di larghezza 120 cm gettate in opera in casseri a perdere sagomati a "U". Le travi poste ad un interasse uguale a quello dei pali, sono connesse a quest'ultime tramite baggioli a sezione quadrata di lato 60 cm che spiccano dalla sommità dei pali. La soletta che costituisce l'impalcato è anch'essa gettata in opera in casseri a perdere ed è una soletta armata bidirezionalmente, di spessore variabile tra 80 e 128 cm circa. La variabilità delle altezze degli elementi strutturali orizzontali del pontile è dovuta alla necessità di ottenere una pendenza del 2% dell'impalcato.

Per le analisi dell'opera oggetto della presente relazione di calcolo si è effettuata la modellazione tridimensionale della struttura nel programma di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2010 ver.1.1, nel quale si sono applicati i carichi calcolati in riferimento alla normativa vigente. I risultati così ottenuti verranno quindi considerati validi per entrambe le banchine.

Per il dimensionamento delle strutture si è fatto riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008), sia per la metodologia di calcolo dei carichi che per le verifiche degli elementi strutturali.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1 Documentazione di riferimento

Nel presente capitolo vengono introdotti i dati di base e la documentazione di riferimento utilizzati nel progetto.

1.1 Elaborati di progettazione

Costituiscono un riferimento per la progettazione gli elaborati di progettazione di massima e definitiva delle opere mobili, nonché gli studi pertinenti fino ad oggi sviluppati.

1.2 Norme

1.2.1 Normativa italiana sulle strutture

- Legge n. 1086 del 5/11/1971, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, e a struttura metallica”;
- DM. Infrastrutture e Trasporti 15/09/05, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- C.S.LL.PP., Parere n.264 del 13/12/2005, “Applicazione del DM.II.TT. 14/09/05”;
- DM.LL.PP. del 16/1/96, Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi” e relative Istruzioni applicative;
- DM.LL.PP. 9/1/96, “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” e relative Istruzioni applicative;
- Norme Tecniche delle Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008
- Circolare 2.Feb.2009 - n.ro 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008

1.2.2 Eurocodici e norme ISO

- UNI EN 1990:2004 - “Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale” (incluso “annex A2” sui ponti);
- UNI EN 1991-1-6:2005 - “Eurocode 1 – Actions on structures Part 1-6 - General actions – Actions during execution”;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- UNI EN 1991-1-7:2004 - “Eurocode 1 – Actions on structures Part 1-7 - General actions – Accidental actions”;
- UNI ENV 1992-1-1:1993 – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1 - 1 -Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI ENV 1993-1-1:1994 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1 - 1 -Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI ENV 1993-5:2002 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5 - Pali e palancole”;
- UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: regole generali”;
- UNI EN 1998-1:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2:1998 – “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 2: ponti”;
- UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- ISO 23469:2005 – “Bases for design structures – Seismic actions for designing geotechnical works”.

1.2.3 Norme geotecniche

- DM.LL.PP. 11/3/88, “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” e relative istruzioni applicative;
- Raccomandazioni AICAP, “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”, 1993;
- UNI EN 1537 - dic. 1997 – “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio”;
- UNI EN 12063 – apr.1992 – “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Palancole”;
- UNI EN 14199 – lug.2005 – “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Micropali”;
- ROM 05-1994 – “Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works”;
- ROM 05-1994 – “Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works”;
- ROM 02-1990 – “Actions in the design of maritime and harbour works”.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1.2.4 Norme specifiche sul calcestruzzo

- UNI EN 206-1 - ott.2001 – “Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- ACI 318-02 – “Building code requirements for structural concrete and commentary”;
- ACI 304R – “Measuring, mixing, transporting and placing concrete”;
- UNI ENV 13670:2001 – “Esecuzione di strutture in calcestruzzo – Requisiti comuni”

1.2.5 Norme specifiche sull'acciaio

- CNR UNI 10011, “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”, 1987;
- CNR UNI 10029, “Costruzioni in acciaio ad elevata resistenza. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”, 1987;
- UNI EN 10025:1995 – “Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali. Condizioni tecniche di fornitura”;
- API - Specification 5L – March 1983 – “Api Specification for Line Pipe”;
- API - Recommended Practice 2A-WSD – Luglio 1993 – “Recommended practice for Planning, Designing and Contracting Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design”.

1.2.6 Norme sulle costruzioni marittime

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici, 23-09-0994 n.156 – “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”;
- BSI 6349: part 2 - 1988 – “Maritime structures - Part. 2 -Design of quay walls, jetties and dolphins”, issued by the British Standard Institution;
- BSI 6349: part 3 - 1988 – “Maritime structures - Part. 1 –Code of practice for general criteria”, issued by the British Standard Institution;
- BSI 6349: part 1 - 2000 – “Maritime structures - Part. 1 - General criteria”, issued by the British Standard Institution;
- ROM 0.2-1990 – “Actions in the design of maritime and harbour works”, Maritime works recommendations issued by Puertos del estado, Spain;
- ROM 0.2-2000 – “General procedure and requirements in the design of harbour and maritime structures”, Maritime works recommendations issued by Puertos del estado,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Spain;

- EAU 1996 – “Recommandations of the Committee for waterfront structures, Harbours and Waterways”, issued by the Committee for Waterfront Structures of the Society for Harbour Engineering and the German Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering;
- PIANC - 2003 – “Breakwaters with vertical and inclined concrete walls”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
- PIANC - 2002 – “Guidelines for the design of fender systems”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
- PIANC - 1997 – “Dredged material management guide”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
- PIANC - 1997 – “Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
- PIANC - 1987 – “Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for inland waterways”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
- PIANC - 1984 – “Final report of the international commission for the study of locks”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses.

1.3 Programmi di calcolo

I programmi di calcolo impiegati sono in genere i seguenti. Essi vengono utilizzati da personale qualificato e addestrato allo scopo.

- MIDAS Gen 2010 ver. 1.1 prodotto da Harpaceas - Viale Richard 1 - Milano - info@harpaceas.it
- SIMQKE_GR Programma per la generazione di accelerogrammi artificiali spettro-compatibili ver. 2.3, 2009, P. Gelfi, Università di Brescia
- GELFI Sezione generica in C.A. e C.A.P. ver. 7.5, 2009, sviluppato da prof. P. Gelfi,

1.4 Vita utile e periodo di riferimento

La vita utile di progetto è intesa, nelle NTC e negli EC, come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria prevista, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I pontili di Ganzirri e Cannitello sono a tutti gli effetti opere provvisionali, che verranno smantellate al termine delle lavorazioni sul ponte. E' previsto il loro impiego per 5 anni circa per cui, in accordo alla tabella 2.4.1. delle NTC 2008 si può assumere una vita nominale di 10 anni.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 1.1 § Tab. 2.4.I D.M. 14/01/2008

Stabilita la vita di servizio della struttura, la durabilità viene perseguita, a livello progettuale, in base a prescrizioni normative (contenute nelle NTC, ma anche in altre normative di uso consolidato, ad es. gli Eurocodici); con lo scopo di conseguire la vita utile si definiscono:

- le azioni sulle strutture
- le deformazioni ammissibili
- il progetto dei materiali (composizione, prestazioni, proprietà)
- il sistema strutturale ottimale
- il progetto delle sezioni strutturali resistenti ottimali
- misure precauzionali da mettere in atto per garantire la durabilità delle opere

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi così come definite di seguito:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

novembre 2001, n.6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

I pontili di Ganzirri e Cannitello sono opere provvisorie che permettono l’attracco destinato allo sbarco dei conci prefabbricati delle torri; sono quindi opere che non prevedono grandi affollamenti privi di contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, motivo per cui ricadono nella classe d’uso II, a cui corrisponde un coefficiente d’uso C_U unitario, come riportato nella seguente tabella.

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 1.2 § Tab. 2.4.II D.M. 14/01/2008

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascuna costruzione come:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 10 \text{ anni} \leq 35 \text{ anni} \Rightarrow V_R = 35 \text{ anni} .$$

1.5 Caratterizzazione geotecnica dell’area

L’attività di caratterizzazione dei terreni in sito è stata eseguita mediante l’interpretazione dei dati raccolti durante le varie campagne di indagine geognostica, i cui risultati sono sintetizzati nel documento di gara GCG.F.02.03 e nei disegni da PP-2D-A24001 a PP-2D-A24009.

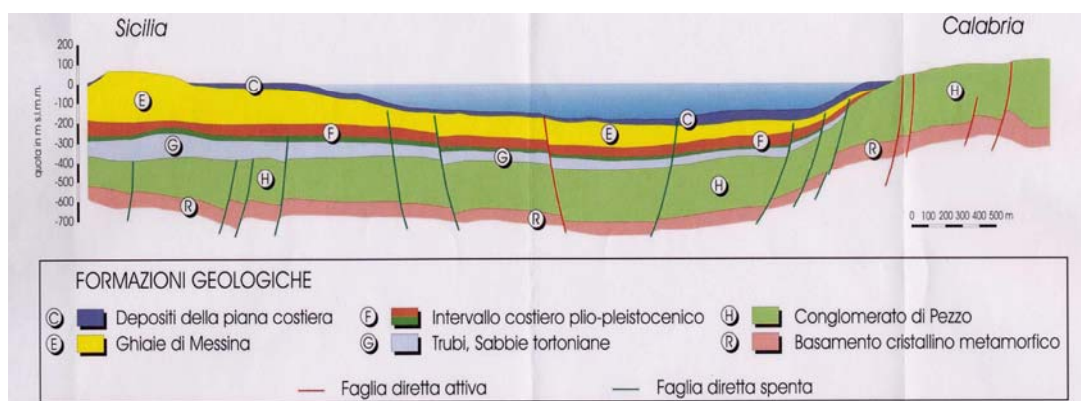


Figura 1.1 sezione geologica trasversale dello Stretto di Messina

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La sezione geologica sopra riportata mostra che per le profondità di interesse per la realizzazione dei pali dei pontili (circa 20÷30m al di sotto del fondale marino) il terreno è costituito soprattutto da depositi della piana costiera e ghiaie di Messina.

Dal lato siciliano il fondale marino è meno ripido rispetto al lato calabrese e la coltre di depositi superficiali appare di potenza inferiore.

Si precisa che alla data di stesura del presente documento non sono stati effettuati sondaggi a mare in corrispondenza delle future aree di costruzione dei pontili. Ne consegue che non è al momento possibile definire con precisione la profondità di transizione tra i vari strati ed in particolare la posizione esatta del substrato roccioso sul lato calabro.

Pur con una certa approssimazione, si ritiene comunque di poter estendere la caratterizzazione geotecnica eseguita per le fondazioni delle torri al caso in esame, ritenendosi la variabilità laterale delle stratigrafie poco accentuata.



1.5.1 Stratigrafia lato Sicilia

La stratigrafia a Ganzirri come da doc. PG 2R A 24000 N01 è composta, dall'alto al basso, dalle seguenti formazioni geologiche:

1. Depositi Costieri: sono costituiti da materiali sabbioso – ghiaioso con modeste o trascurabili percentuali di fine e, talora, interessati da orizzonti limoso–torbosi nella parte bassa della formazione. I depositi recenti della piana costiera si estendono dalla superficie verso il basso fino a circa quota -70m nell'area di fondazione. La superficie dello strato degrada verso il mare con un'inclinazione di circa 13 gradi.
2. Ghiaie di Messina: sono costituite da sequenze di notevole spessore di materiali ghiaioso–sabbiosi, con sporadiche intercalazioni limose. Vi è una transizione graduale dai depositi della piana Costiera alle Ghiaie di Messina di fondo, a circa 70 m. Queste si estendono a grande profondità.
3. Conglomerato di Pezzo: questa formazione è costituita prevalentemente da clasti eterometrici di natura granitica in matrice sabbioso e da arenarie. Da un punto di vista del comportamento meccanico, è comparabile ad una roccia tenera.
4. Basamento Cristallino: è costituito da rocce granitoidi, talora tettonizzate ed alterate.

Sia il conglomerato di Pezzo che il basamento cristallino non sono presenti nel volume di terreno di influenza della fondazione del pontile lato Ganzirri, in quanto il primo si estende da 360 m fino a 550 m di profondità e il secondo oltre i 550 m.

Nel seguito sono riassunte le caratteristiche di resistenza delle formazioni che costituiscono il

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

profilo geologico nell'area della fondazione della torre siciliana:

	TORRE SICILIANA			
	Δz [m]	γ [kN/mc]	ϕ' [°]	c' [kN/mq]
Depositi Costieri (A+C) - materiale sabbioso - ghiaioso	0 -70	19	40	0
Ghiaie di Messina (E) - materiale ghiaioso - sabbiosi	-70 -200	20	42	0

Tabella 1.3 caratteristiche di resistenza delle formazioni lato Sicilia

Nella tabella di cui sopra si è indicato con:

γ = peso specifico saturo

ϕ' = angolo di attrito di picco caratteristico

c' = coesione efficace caratteristica

Nella figura seguente è rappresentato il profilo geologico in corrispondenza della fondazione della torre siciliana.

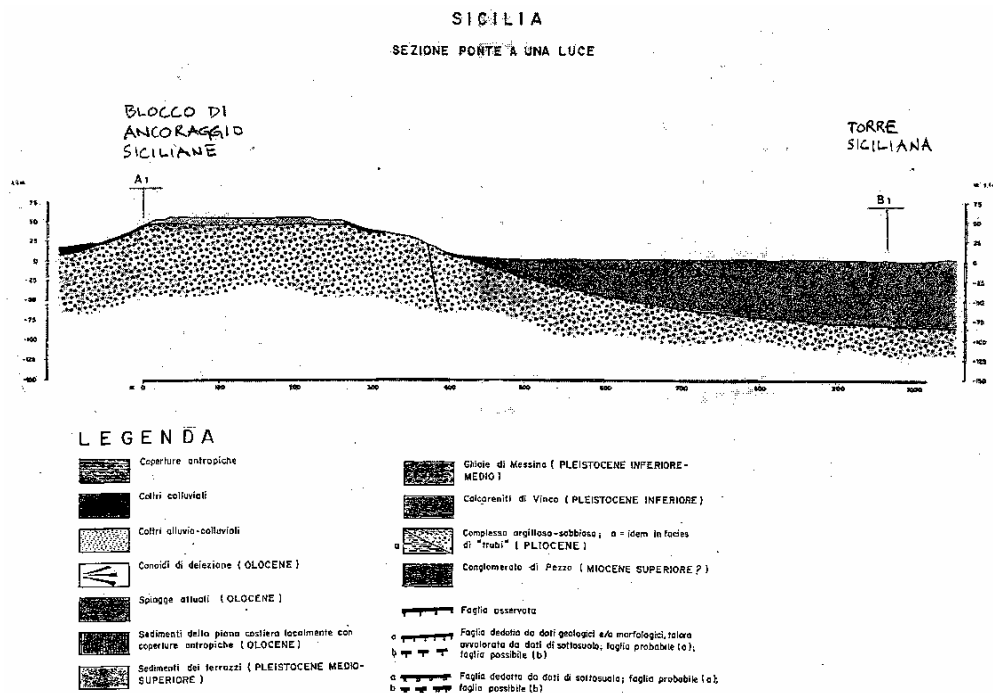




Figura 1.2 profilo geologico presso la fondazione della torre siciliana

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;"><i>Rev</i></td> <td><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Nella figura seguente si riporta il risultato delle prove penetrometriche SPT e LPT eseguite fino a 50m da p.c. all'interno della formazione dei depositi costieri. Si può notare che fino a circa 30m da p.c. l'andamento dei dati è piuttosto disperso: i valori sono costantemente al di sopra dei 30colpi/piede con picchi sopra i 60 colpi/piede. Ciò è probabilmente dovuto alla cementazione di piccoli strati che si incontra sistematicamente all'interno della parte superficiale della formazione. A partire da 30m di profondità i risultati appaiono meno dispersi per via della maggiore omogeneità del terreno, che si riscontra nella fascia di transizione tra i depositi costieri e le sabbie di Messina. Si tratta dunque di un terreno di buone caratteristiche meccaniche, caratterizzato da un angolo di attrito di picco caratteristico maggiore di 40°.

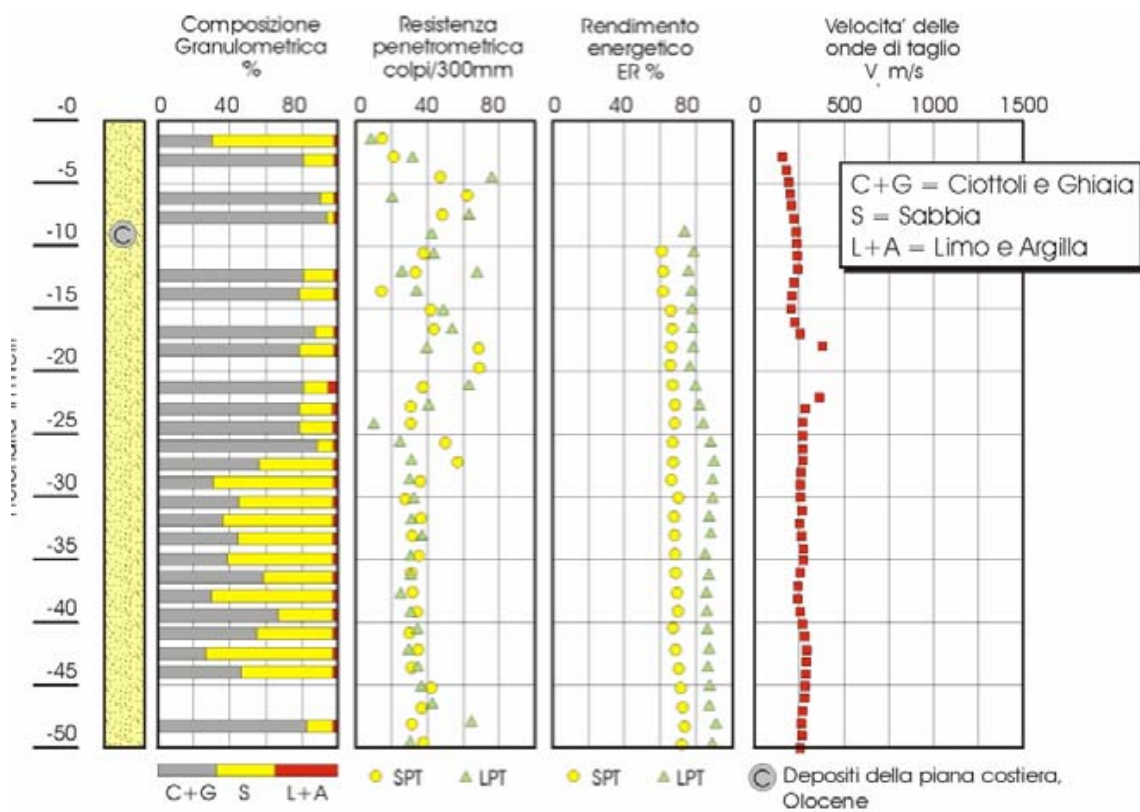


Figura 1.3: risultati prove penetrometriche SPT/LPT per la torre lato Sicilia

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1.5.2 Stratigrafia lato Calabria

La stratigrafia a Cannitello come da doc. PG 2R A 24000 N01 è composta, dall'alto al basso, dalle seguenti formazioni geologiche:

1. Depositi Costieri: come per il lato siciliano questa formazione è costituita da materiali sabbioso – ghiaiosi con modeste o trascurabili percentuali di fine e, talora, interessati da orizzonti limoso–torbosi nella parte bassa della formazione. I depositi costieri costituiscono lo strato di superficie nell'area di fondazione della torre. La base di questo strato degrada a scalino verso il mare, con un angolo medio di circa 24 gradi. La base dei depositi della piana costiera nell'area di fondazione della torre varia pertanto da circa -19 m a circa -42m.
2. Ghiaie di Messina: come già detto in precedenza sono costituite da sequenze di notevole spessore di materiali ghiaioso–sabbiosi con sporadiche intercalazioni limose, sono al di sotto dei depositi della piana costiera. La parte inferiore delle Ghiaie di Messina degrada a scalino verso il mare. Solo una piccola parte di questa formazione si trova nell'area di fondazione della torre.
3. Calcareniti di Vinco: sono costituite da calcareniti fossilifere e bio–calcareniti, con a volte sottili livelli limosi. Lo spessore di questa formazione è in generale modesto (2 – 3 m), e raramente arriva a 8 – 10 m. Lo spessore nell'area di fondazione della torre verso mare è dell'ordine di circa 6 m .
4. Conglomerato di Pezzo: questa formazione, costituita prevalentemente da clasti eterometrici di natura granitica in matrice sabbiosa e da arenarie; da un punto di vista del comportamento meccanico, è comparabile ad una roccia tenera. Il tetto del Conglomerato di Pezzo nell'area di fondazione si trova da quota -20 a -52 m, questo degrada verso il mare con un angolo di circa 27 gradi. Questa formazione si estende fino a circa 290 m di profondità.
5. Basamento Cristallino: è costituito da rocce granitoidi, talora tettonizzate ed alterate. Questa formazione non è presente nel volume di terreno di influenza della fondazione del pontile lato Cannitello, in quanto si estende a grande profondità, oltre 290 m.

Nel seguito sono riassunte le caratteristiche di resistenza delle formazioni che costituiscono il profilo geologico nell'area della fondazione della torre Calabrese; a causa dello spessore ridotto le caratteristiche meccaniche della formazione costituita da calcareniti di Vinco sono state assimilate a quelle del Conglomerato di Pezzo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	TORRE CALABRESE			
	Δz [m]	γ [kN/mc]	ϕ' [°]	c' [kN/mq]
Depositi Costieri (A+C) - materiale sabbioso - ghiaioso	0-40	19	40	0
Ghiaie di Messina (E) - materiale ghiaioso - sabbiosi	-40-45	20	42	0
Calcareniti di Vinco (F) - calcareniti fossilifere e bio-calcareniti	-45-50	20	40	70
Complesso argilloso-sabbioso (G)	-	-	-	-
Conglomerato di Pezzo (H)	-50 -290	20	40	70
Basamento cristallino (I)	oltre -290	-	-	-

Tabella 1.4 caratteristiche di resistenza delle formazioni lato Calabria

Nella tabella di cui sopra si è indicato con:

γ = peso specifico saturo

ϕ' = angolo di attrito di picco caratteristico

c' = coesione efficace caratteristica

Nelle figure seguenti sono rappresentati il profilo geologico e i dati geotecnici nell'area della fondazione della torre calabra.

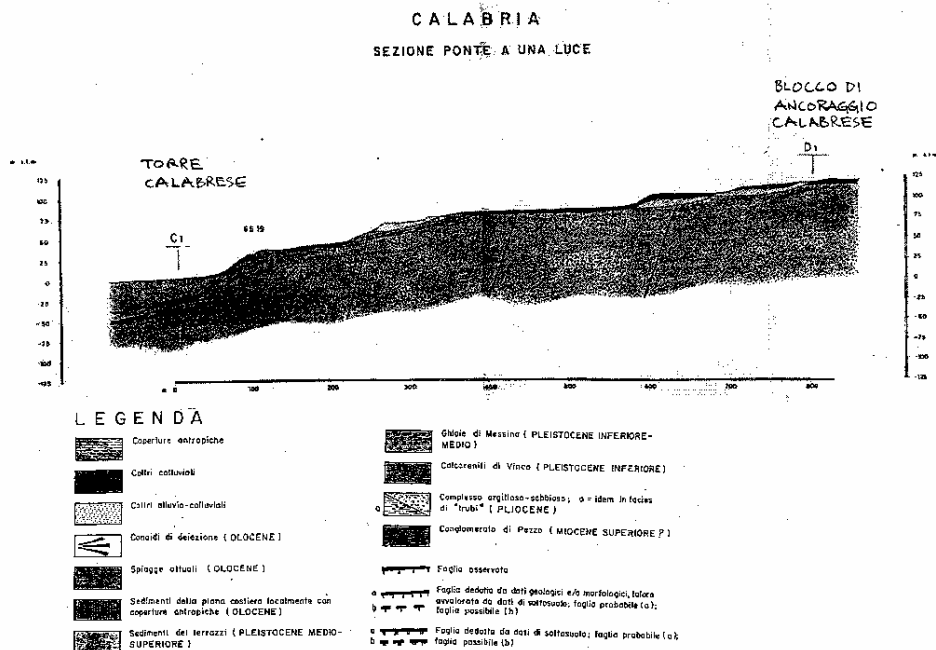


Figura 1.4 profilo geologico presso la fondazione della torre calabra

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Nella figura seguente si riporta il risultato delle prove penetrometriche SPT e LPT eseguite fino a 50m da p.c. principalmente all'interno della formazione dei depositi costieri e delle sabbie di Messina. Si può notare la notevole dispersione dei valori lungo la verticale indagata, dovuta probabilmente all'alternanza di strati debolmente cementati di natura prevalentemente granulare con orizzonti più deboli con maggior contenuto di fine. A partire da circa 30m di profondità, cioè in corrispondenza della transizione tra il deposito superficiale e le ghiaie di Messina, si osserva generalmente un miglioramento delle caratteristiche di resistenza del terreno, confermato anche dall'incremento della velocità delle onde di taglio. Avvicinandosi alla formazione di base la prova SPT è spesso "a rifiuto".

Si può concludere quindi che, anche sul lato calabrese, il terreno di fondazione presenta buone caratteristiche meccaniche.

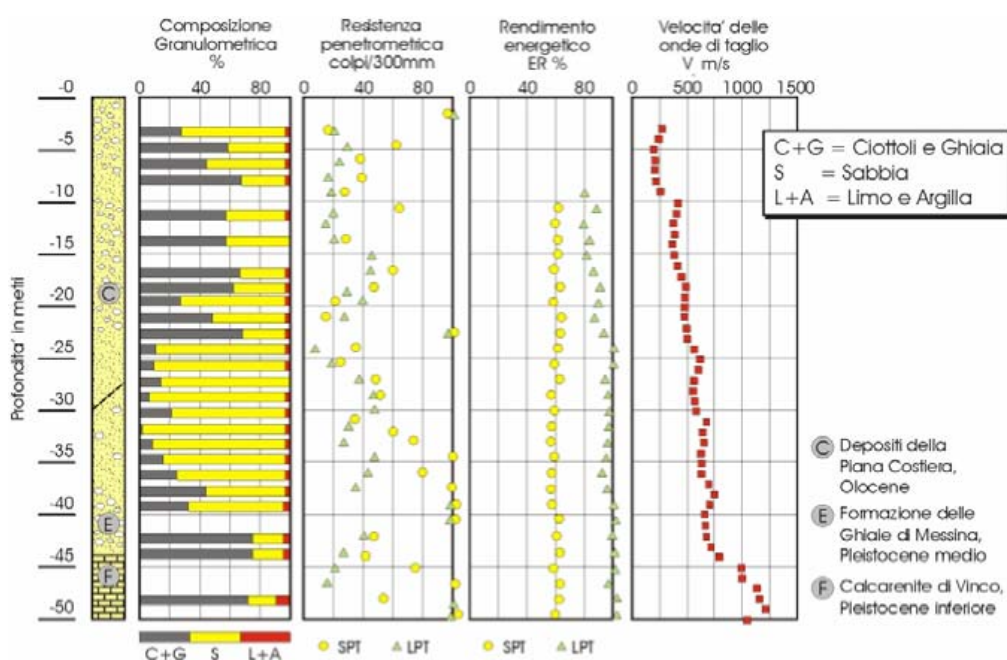


Figura 1.5: risultati prove penetrometriche SPT/LPT per la torre lato Calabria

1.5.3 Profilo geotecnico di progetto per le fondazioni dei pontili

Come sopra richiamato, alla data di stesura del presente documento non sono stati eseguiti sondaggi a mare nelle aree di futura costruzione dei due pontili, per cui non sono disponibili dati precisi, in particolare per quanto riguarda le profondità di transizione tra i vari strati:

Valgono però le seguenti considerazioni:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1. le caratteristiche dei terreni, in termini di resistenza e deformabilità, sono piuttosto uniformi tra Sicilia e Calabria e migliorano generalmente con la profondità.
2. da un punto di vista ingegneristico i depositi superficiali sono caratterizzati da parametri di resistenza del tutto simili a quelli delle sabbie di Messina (per i primi $\phi'=40^\circ$, per le seconde $\phi'=42^\circ$). In termini di deformabilità la differenza è invece più marcata, essendo le sabbie di Messina in generale significativamente meno deformabili rispetto ai depositi superficiali.
3. sul lato siciliano la situazione geologica è piuttosto semplice, essendo presente una coltre superficiale di depositi costieri di grande spessore (circa 70m) che digrada verso il mare con un'inclinazione di 13° circa, sotto la quale le sabbie di Messina si estendono fino a grande profondità. Si può quindi ritenere che i pali di fondazione dei pontili saranno immorsati esclusivamente all'interno dei depositi superficiali.
4. la situazione geologica sul lato calabro è più complessa: infatti (nell'area della torre) procedendo da p.c. in profondità si incontrano in successione i depositi superficiali, le sabbie di Messina e il conglomerato di pezzo. Quest'ultimo si trova a circa -50m in corrispondenza del lato ovest della fondazione della torre e degrada verso il mare con un'inclinazione di 27° per cui è ragionevole non attendersi alcuna interferenza con i pali di fondazione del pontile, che saranno quindi realizzati all'interno dei depositi superficiali ed, eventualmente, delle ghiaie di Messina. Alla luce di questa considerazione e di quanto sottolineato al punto 2, si ritiene ragionevole e cautelativo adottare per il dimensionamento dei pali, esclusivamente i parametri geotecnici dei depositi costieri.

In conclusione i pali di fondazione saranno dimensionati sia lato Sicilia che lato Calabria utilizzando i parametri geotecnici dei depositi superficiali, ossia:

Peso di volume saturo: 19 kN/m^3

Angolo di attrito di picco caratteristico: 40°

1.5.4 Scelta della tipologia di fondazioni

La soluzione progettuale proposta prevede la costruzione di due pontili a giorno fondati su pali trivellati di diametro 1200mm.

Rispetto ai pali battuti in acciaio, i pali trivellati nel presente caso offrono un triplice vantaggio:

1. si limitano rumore e vibrazioni;
2. la trivellazione dei pali attraverso gli strati cementati (soprattutto sul lato calabro) è decisamente più agevole rispetto alla battitura;
3. i pali trivellati garantiscono una migliore prestazione in termine di aderenza laterale in

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

presenza di cementazione all'interno del terreno, grazie all'effetto di "ingranamento" tra il calcestruzzo di getto e il terreno frantumato durante la perforazione. Ciò è estremamente importante, dato che i pali sono sollecitati da significative forze di trazione dovute alla condizione uplift storm.

I pali saranno realizzati da un pontone galleggiante secondo la seguente modalità:

1. infissione di una camicia metallica mediante vibratore fino a circa 6-8m al di sotto del fondale marino. La testa della camicia dovrà essere posizionata a +1.05 LMM. La camicia, che non ha funzione strutturale, serve ad evitare il collasso del foro durante i primi metri di perforazione attraverso gli strati meno addensati. Essa contribuisce inoltre a contrastare la corrosione delle armature soprattutto nella zona di splash.
2. svuotamento della camicia e trivellazione con fango bentonitico fino alla quota di progetto;
3. dissabbiamento del fango;
4. posa in opera della gabbia di armatura;
5. getto del calcestruzzo da fondo foro mediante tubo convogliatore.

1.6 Condizioni ambientali: Livelli di marea e moto ondoso

Le condizioni meteomarine per le aree delle due torri sono state determinate basandosi oltre che sui dati forniti dalla Committenza, anche su studi meteomarini condotti per lavori in località limitrofe.

I dati forniti dalla Committenza possono essere così riassunti:

- L'escursione massima di marea alle sizigie è pari a 40 cm nel Tirreno ed a 10 cm nello Ionio: tale differenza che si verifica tra l'altro in opposizione di fase è la causa primaria delle forti correnti (montante e scendente) che caratterizzano l'area dello Stretto.
- L'intensità di corrente superficiale massima valutata per la zona di Punta Pezzo (distante circa 700 m dalla torre di Cannitello) è pari a 5 m/s per un tempo di ritorno statistico pari a $T_r = 25$ anni.
- Il clima ondoso di largo valutato per la zona dello Stretto a partire dai dati stimati (Stazioni M.M., KNMI, stazioni ITAV A.M.) ha portato a individuare un'altezza d'onda significativa $H_s = 3,00$ m per un tempo di ritorno statistico pari a $T_r = 410$ gg (circa 1,12 anni) con una durata media di tempo pari a 10,5 ore.
- Uno studio della distribuzione dell'altezza d'onda all'interno dello Stretto, effettuato presso i laboratori Delft Hydraulics, per un'altezza d'onda incidente di largo caratterizzata da un periodo $T = 12,5$ s e da una direzione di provenienza pari a $195^\circ N$ (v. fig. 2.1), ha portato a

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

determinare una riduzione dello 0% per l'onda sottocosta sulla costa prospiciente la torre Ganzirri ed una riduzione dell'80% per la torre Cannitello (per la quale ovviamente sarebbe più interessante avere la simulazione di modello relativa alla direzione di provenienza 20°N).

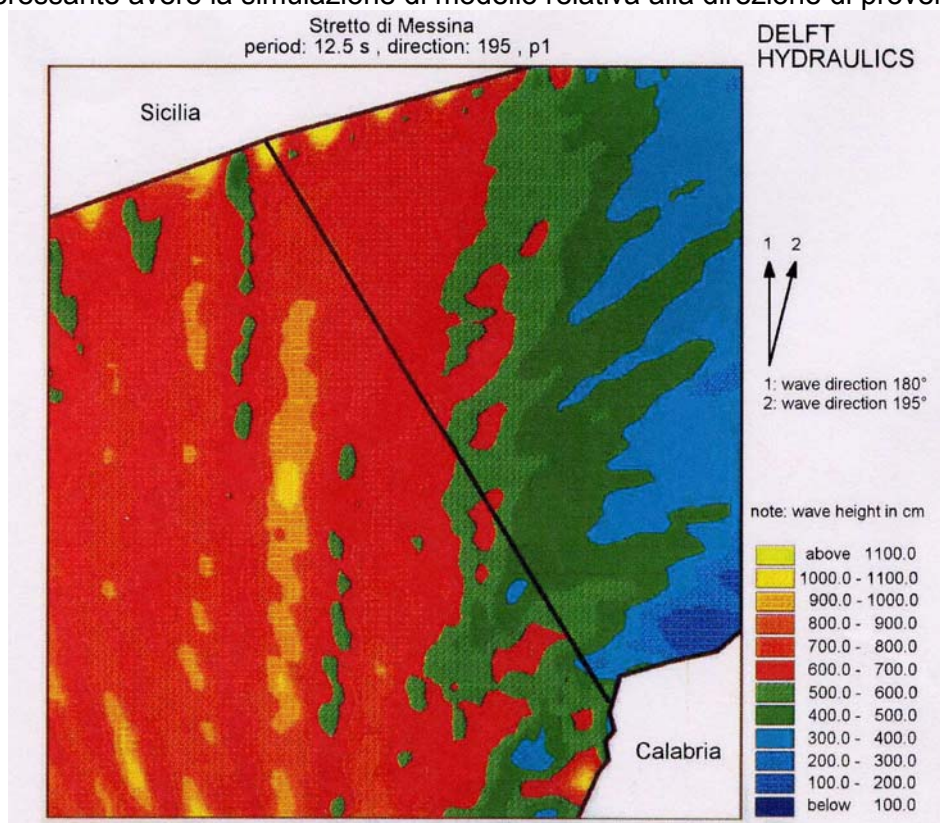


Figura 1.6: distribuzione altezze d'onda nello Stretto di Messina

I dati ricavati da altri Studi già effettuati per i paraggi limitrofi e le valutazioni effettuate per il presente Studio di Prefattibilità hanno condotto ad ottenere i risultati riportati nei paragrafi successivi divisi per le aree d'interesse.

1.6.1 Condizioni lato Sicilia

Per la costa antistante la torre Ganzirri è stato individuato un settore di traversia complessivo compreso tra le visuali 75°N (Punta Sottile-Bagnara Calabria) e 205°N (costa siciliana vicino Messina) suddivisibile in due settori di traversia secondari che comprendono un settore principale. Il primo settore di traversia secondario è compreso tra le visuali 75°N (Punta Sottile-Bagnara Calabria) e 180°N (Punta Pezzo) con fetches geografici variabili da 3 a 15 km. Il settore di traversia principale è compreso tra le visuali 180°N (Punta Pezzo-Golfo della Sirte) e 190°N (Penisola

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Ortigia-Siracusa-costa africana) con fetches geografici variabili da 620 a 720 km. Il secondo settore di traversia secondario è compreso tra le visuali 190°N (Penisola Ortigia-Siracusa) e 205°N (costa siciliana vicino Messina) con fetches geografici variabili da 9 a 130 km.

Utilizzando i dati ondametrici rilevati presso l'ondametro direzionale di Catania nel periodo compreso tra il Luglio 1989 ed il Novembre 2002 e sottoponendo la serie tronca di altezze d'onda superiori a 2,5 m di soglia comprese in un settore di provenienza di "Ostro" allargato (direzioni comprese tra 150°N e 205°N) all'elaborazione statistica mediante la funzione di distribuzione di Fuller-Coutagne si è ottenuto che, per $T_r = 50$ anni, $H_s = 4,80$ m ($T_s = 8,42$ s, $T_p = 10,70$ s) e, per $T_r = 200$ anni, $H_s = 5,47$ m ($T_s = 8,76$ s, $T_p = 11,14$ s). Tale fondazione arriva sulle opere a Ganzirri, subendo poche o nulle riduzioni (come mostrato nella figura riportata in precedenza)

1.6.2 Condizioni lato Calabria

Per la costa antistante la torre Cannitello è stato individuato un settore di traversia complessivo compreso tra le visuali 255°N (Punta Pezzo) e 65°N (costa calabrese limitrofa) suddivisibile in due settori di traversia. Un settore di traversia, secondario, è compreso tra le visuali 255°N (Punta Pezzo) e 10°N (Punta Sottile) con fetches geografici variabili da 3 a 6 km. Il secondo settore di traversia, principale, è compreso tra le visuali 10°N (Punta Sottile) e 65°N (costa calabrese limitrofa) con fetches geografici variabili da 15 a 140 km.

Utilizzando i dati ondametrici osservati da navi in transito nel Tirreno sudorientale nel periodo compreso tra il 1949 ed il 1988 raccolti ed elaborati dal MET-OFFICE di Bracknell (U.K.) si ha che per la direzione di provenienza 20°N, per $T_r = 50$ anni, $H_s = 4,19$ m ($T_s = 8,46$ s) e, per $T_r = 200$ anni, $H_s = 5,40$ m ($T_s = 9,64$ s). Tale fondazione arriva sull'opera subendo effetti solo rifrattivi e deve essere confrontata con quella, ben più intensa al largo, proveniente da Maestrale (290°N) per la quale è individuabile per $T_r = 50$ anni $H_s = 7,32$ m ($T_s = 11,27$ s), e per $T_r = 200$ anni, un $H_s = 9,19$ m ($T_s = 12,67$ s), che però poi subisce cospicui effetti diffrattivi su Capo Peloro – Punta Sottile prima di giungere sull'area di Cannitello (K_d' circa = 0,11). Da tale confronto, effettuabile compiutamente solo nelle successive fasi progettuali e di studio, scaturirà l'altezza d'onda di progetto delle opere marittime qui previste. Allo stato attuale appare maggiore l'altezza d'onda proveniente da Grecale.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

2 Caratteristiche dei materiali

2.1 Calcestruzzo

2.1.1 Calcestruzzo per i pali

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica a compressione monoassiale	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione monoassiale	$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,21 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 95%)	$f_{ctk 0,95} = 1,3 * f_{ctm} = 4,815 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XS3
Classe di consistenza	S5

Tabella 2.1 caratteristiche calcestruzzo per i pali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

2.1.2 Calcestruzzo per l'impalcato

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica a compressione monoassiale	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione monoassiale	$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,21 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 95%)	$f_{ctk 0,95} = 1,3 * f_{ctm} = 4,815 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XS2
Classe di consistenza	S5

Tabella 2.2 caratteristiche calcestruzzo per l'impalcato

2.2 Acciaio

2.2.1 Acciaio per armatura lenta

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, e caratterizzato da.

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

2.2.2 Acciaio per armature da precompressione

Per le armature da precompressione si fa riferimento al sistema di precompressione a barre DYWIDAG. In particolare si adottano barre a filettatura continua del tipo 40WR aventi le seguenti caratteristiche:

Diametro nominale d_s (mm):	40
Sezione S_n (mm ²):	1258
Peso nominale M (kg/m):	10,21*)
Passo filettatura c (mm):	20
Carico caratteristico di rottura F_m (kN)	1320
Forza iniziale max. $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$ (kN)	1056
Max. forza di sovratensione $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$ (kN)	1130

Tabella 2.3 caratteristiche acciaio per armature da precompressione

*) Il peso nominale lineare è incrementato del 3.5% per l'aliquota non portante delle nervature.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

3 Criteri generali di analisi e verifica

Le verifiche geotecniche e strutturali vengono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico agli stati limite applicato così come descritto negli Eurocodici (in particolare EN-1990, EC1, EC2, EC3, EC7, EC8) e richiamato nella vigente normativa.

Vengono considerati sia gli stati limite ultimi, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa, sia gli stati limite di servizio, che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza verranno condotte con il metodo dei coefficienti parziali: in tutte le situazioni progettuali significative, si verificherà che gli stati limite non vengono superati quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli strutturali e di carico impiegati.

La verifica del non superamento delle situazioni limite consente di concludere che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita utile della struttura, è inferiore al valore prefissato dalla norma.

Le verifiche effettuate consentiranno di assicurare che:

- le azioni di progetto non provochino il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali/accidentali, ad esempio sisma);
- gli effetti delle azioni di progetto non superino la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto non superino i criteri di funzionalità per lo stato limite di servizio.

3.1 Categorie di situazioni progettuali

Le situazioni di progetto significative, tenendo conto delle circostanze nelle quali si richiede alla struttura di effettuare la sua funzione, possono essere classificate nella maniera seguente:

- situazioni persistenti, che si riferiscono a condizioni di esercizio normale;
- situazioni eccezionali o accidentali, che si riferiscono a condizioni eccezionali applicabili alla struttura, quali urti, incendi, esplosioni, ecc.;
- situazioni sismiche, che si riferiscono a condizioni applicabili alla struttura quando è soggetta ad eventi sismici.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le situazioni progettuali che verranno descritte nel seguito, si inquadreranno nelle categorie appena presentate. Si noti che ciascuna categoria richiede una specifica analisi dell'orizzonte temporale in cui la situazione si manifesta.

3.2 Azioni sulle strutture e periodi di ritorno

Le azioni che agiscono sulle strutture sono classificate in base alla loro variazione nel tempo:

- azioni permanenti (G), come ad esempio il peso proprio delle strutture ed i carichi permanenti portati;
- azioni variabili (Q), come per esempio i sovraccarichi, le azioni dovute alle maree e alle onde;
- azioni eccezionali o accidentali (A), come la forza di impatto dovuta all'urto di un natante;
- azione sismica (E).

Tutte le azioni che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore rappresentativo* $F_{rep} = \psi \cdot F_k$. Il principale valore rappresentativo di una azione è il suo *valore caratteristico* $F_{rep} = F_k$, che viene specificato in genere come valore medio, valore superiore o inferiore o valore nominale, secondo la natura dell'azione e i dati disponibili. Tale scelta verrà di volta in volta evidenziata e discussa nei capitoli seguenti.

Nella definizione del valore caratteristico dell'azione si procederà secondo i seguenti criteri. Qualora sia definita, sulla base di un adeguato campione di osservazioni, la distribuzione statistica dell'azione, il valore caratteristico corrisponde al valore avente una prefissata probabilità di superamento, durante il periodo di riferimento che si considera (nel caso delle situazioni persistenti coincidente con la vita utile di progetto della struttura). Nel caso in cui la variabilità dell'azione è piccola o non ne è compiutamente definita la distribuzione statistica, si farà riferimento ad un valore medio o ad un valore nominale dell'azione.

Nel progetto verranno impiegati anche altri valori rappresentativi delle azioni variabili, in particolare:

- il valore $\psi_{0j} \times Q_{kj}$, detto *valore di combinazione*, che riduce il valore caratteristico ad un valore con periodo di ritorno inferiore; esso rappresenta il valore dell'azione da considerare concomitante con il valore caratteristico dell'azione variabile dominante¹;
- il valore $\psi_{1j} \times Q_{kj}$, detto *valore frequente*, che viene ottenuto dal valore caratteristico attraverso

¹ La definizione del valore appropriato di ψ_{0j} è dipendente dalla probabilità di rovina P_f ammessa per la struttura durante la sua vita utile; la norma lo assume in genere pari a 0.7.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

un fattore positivo inferiore a 1, scelto in modo che il valore dell'azione abbia una specifica probabilità di essere superato durante il tempo di riferimento della situazione progettuale²;

- il valore $\psi_{2j} \times Q_{kj}$, detto valore quasi-permanente, che viene ottenuto dal valore caratteristico attraverso un fattore positivo inferiore a 1, scelto in modo che il valore dell'azione abbia il 50% di probabilità di essere superato durante il tempo di riferimento della situazione progettuale.

Sulla base di questa classificazione generale, nel capitolo seguente verranno definite tutte le azioni significative che agiscono sulle strutture in esame nelle diverse situazioni progettuali considerate ed i corrispondenti valori caratteristici e rappresentativi.

3.3 Verifica con il metodo dei coefficienti parziali

I coefficienti parziali si applicano ai valori rappresentativi dei parametri (ottenuti fattorizzando i rispettivi valori caratteristici con i coefficienti ψ) per determinare i corrispondenti valori di progetto (contrassegnati col pedice "d").

3.3.1 Valore di progetto delle azioni

Il valore di progetto F_d di una azione viene espresso in termini generali da:

$$F_d = \gamma_f \times (\psi \times F_k)$$

essendo $F_{rep} = \psi \times F_k$ il valore rappresentativo dell'azione considerata e γ_f il coefficiente parziale che tiene conto della possibilità di scostamenti sfavorevoli dei valori dell'azione rispetto al valore rappresentativo stesso.

Le azioni di progetto opportunamente combinate, insieme alle proprietà del materiale e ai dati geometrici, vengono applicate al modello di calcolo che idealizza la struttura per determinarne gli effetti E_d :

$$E_d = \gamma_{sd} \times E \left\{ \gamma_{fi} \times F_{rep,i}; a_d \right\} \quad \text{con } i \geq 1$$

dove a_d rappresenta i valori di progetto delle caratteristiche geometriche (di cui nel seguito sono stati considerati i valori nominali), mentre γ_{sd} è un coefficiente che tiene conto della modellazione degli effetti o delle stesse azioni.

² Normalmente si è considerata una probabilità di superamento pari al 10% del periodo di riferimento della situazione progettuale.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Nel caso in cui il problema sia lineare (analisi elastica), vale il principio di sovrapposizione degli effetti, pertanto è possibile applicare al modello le azioni caratteristiche singolarmente e combinarne gli effetti. Nel caso di analisi non lineari si specificherà di volta in volta come procedere (specie per quel che riguarda l'interazione terreno struttura).

3.3.2 Valore di progetto delle proprietà dei materiali

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale viene espresso in termini generali da:

$$X_d = \gamma_m \cdot X_k$$

essendo X_k il valore caratteristico della proprietà del materiale considerata e γ_m il coefficiente parziale che tiene conto sia di possibili variazioni sfavorevoli dei valori caratteristici, sia della parte aleatoria delle prove, misure e conversioni che portano alla determinazione dei valori caratteristici (nel seguito, in genere, tale coefficiente è tenuto implicitamente in conto nello stesso valore caratteristico).

La resistenza di progetto R_d viene espressa nel modo seguente:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\{X_{d,i}; a_d\} \quad \text{con } i \geq 1$$

dove γ_{Rd} è un coefficiente parziale che tiene conto dell'incertezza del modello di resistenza.

3.3.3 Stati limite ultimi

Per le strutture in progetto sono stati verificati, secondo i casi, i seguenti stati limite ultimi (la codifica si rifà alla EN 1990 e all'EC7):

- lo stato limite ultimo STR: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali;
- lo stato limite ultimo GEO: collasso o deformazione eccessiva del terreno;

Negli altri casi (STR e GEO), trattandosi di stati limite di rottura o di eccessiva deformazione, si è verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza corrispondente.

Per ogni stato limite ultimo considerato, i valori di progetto delle azioni (o dei loro effetti, secondo quanto precisato nei diversi casi) sono stati determinati combinando il valore rappresentativo delle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- situazioni persistenti – basate sul valore di progetto delle azioni permanenti e dell'azione variabile dominante e sui valori di combinazione delle altre azioni variabili non dominanti³:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- situazioni di progetto eccezionali (o accidentali) – basate sui valori di progetto delle azioni permanenti e dell'azione eccezionale (o accidentale), sul valore frequente (o quasi permanente⁴) dell'azione variabile dominante e sui valori quasi permanenti delle altre azioni variabili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" \psi_{2,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- situazioni di progetto sismiche – basate sui valori caratteristici delle azioni permanenti, sui valori quasi permanenti delle azioni variabili e sul valore di progetto dell'azione sismica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4 Modellazione

La modellazione è stata sviluppata in base alla geometria del pontile di Canitello.

4.1 Descrizione dell'opera



Il pontile è costituito da un impalcato gettato in opera poggiante su una maglia di pali. L'ingombro del pontile modellato è di 66 m in direzione x e di 24 m in direzione y.

La banchina a giorno su pali è stata progettata ricorrendo ad un modello numerico ad elementi finiti in cui la struttura è stata considerata come l'insieme di seguenti elementi:

- Pali: una maglia di pali costituita da 40 pali di diametro 120 cm (4x10 pali). Lunghezza dei pali è variabile e dipende dalla profondità del fondale. E' stato considerato, inoltre, un affondamento dei pali nel terreno costante per tutti i pali e pari a 29 m. L'interasse tra i

³ La notazione "+" significa "si combina con". Nell'espressione si è passati, secondo le modalità già descritte, dal valore rappresentativo al valore caratteristico delle azioni attraverso il coefficiente ψ

⁴ La scelta fra il valore frequente o quello quasi permanente dell'azione dipende dalla specifica situazione di progetto eccezionale e viene discusso caso per caso

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

pali in direzione x varia da un minimo di 7,00 ad un massimo di 8,00 m in corrispondenza della campata centrale, mentre in direzione y l'interasse è costante e pari a 7 m.

I pali sono stati modellati con elementi di tipo *beam*.

- Baggioli: elementi tozzi di sezione quadrata di lato 60 cm e altezza 40 cm, che costituiscono la connessione tra impalcato e pali
I baggioli sono stati modellati con elementi *beam*.
- Travi trasversali e longitudinali: costituiscono un graticcio di travi ribassate di altezza 130 cm e di larghezza 120 cm poste ad un interasse uguale a quello dei pali. Nella modellazione viene trascurato il cassero a perdere in calcestruzzo.
Le travi sono state modellate con elementi *beam*.
- Soletta gettata in opera, bidirezionale, di spessore 80 cm modellata con elementi di tipo *plate* e trascurando il cassero a perdere.

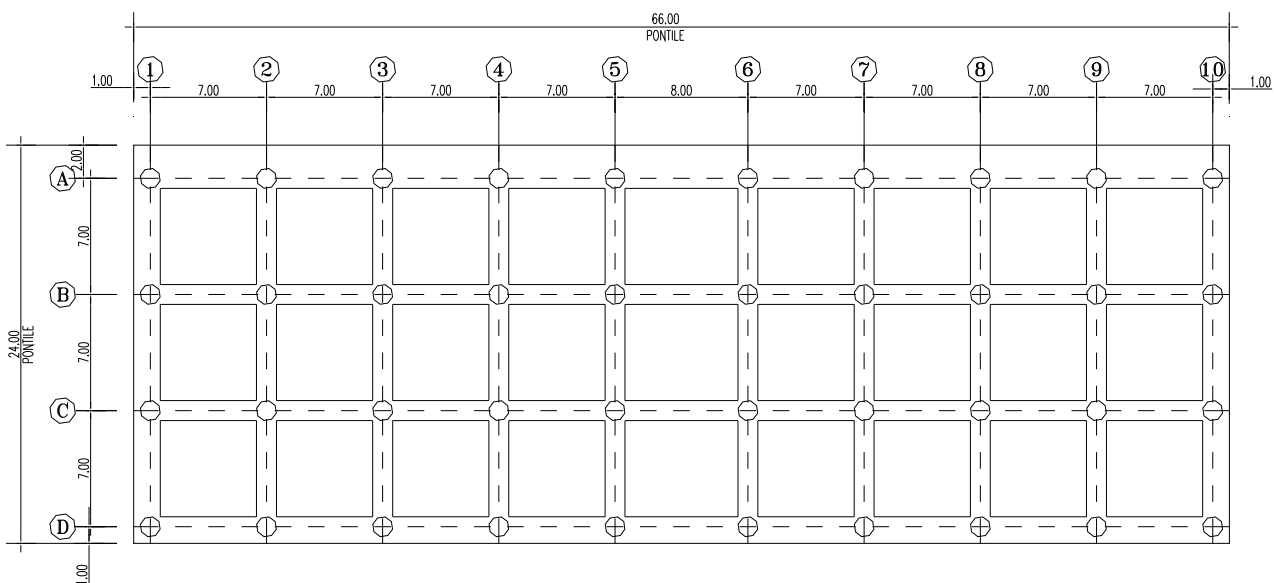




Figura 4.1: pianta impalcato

Di seguito si riportano una vista longitudinale, una trasversale e una tridimensionale del modello realizzato con programma di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2010 ver. 1.1.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

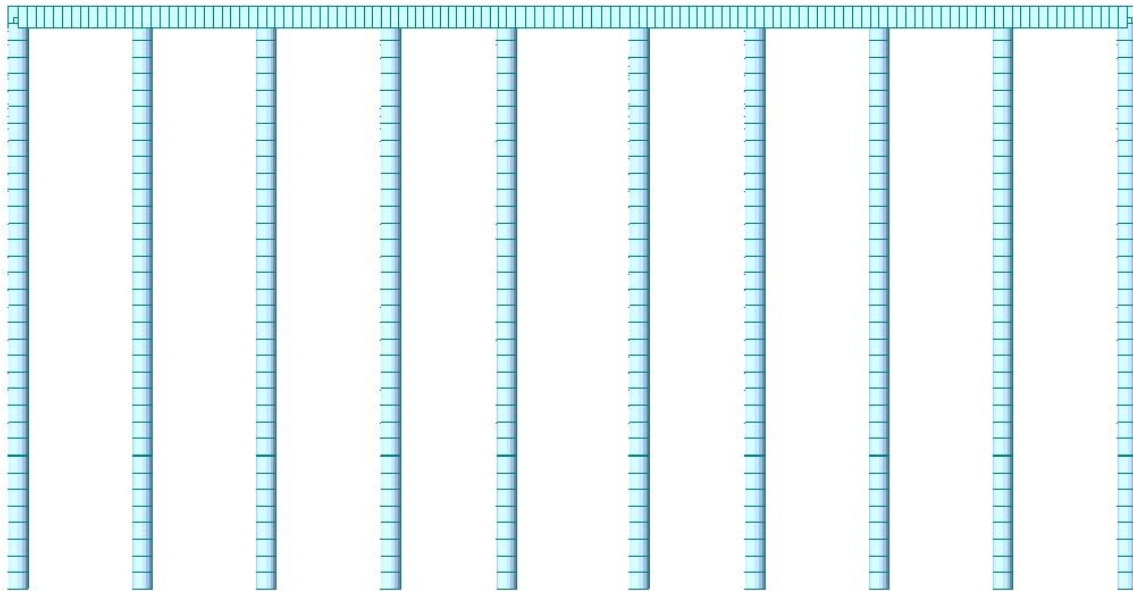


Figura 4.2: modellazione vista longitudinale

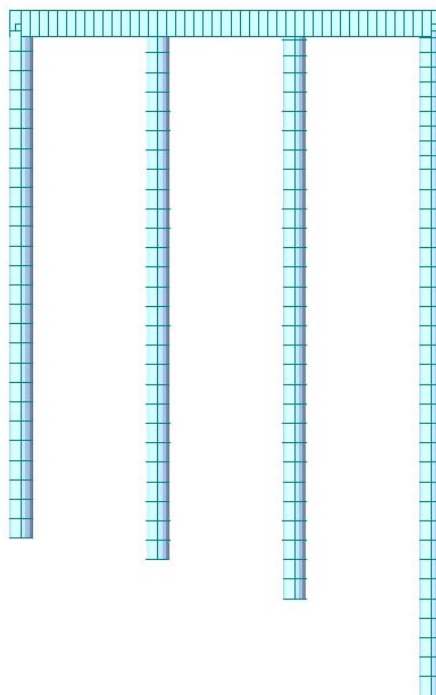




Figura 4.3: modellazione vista trasversale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

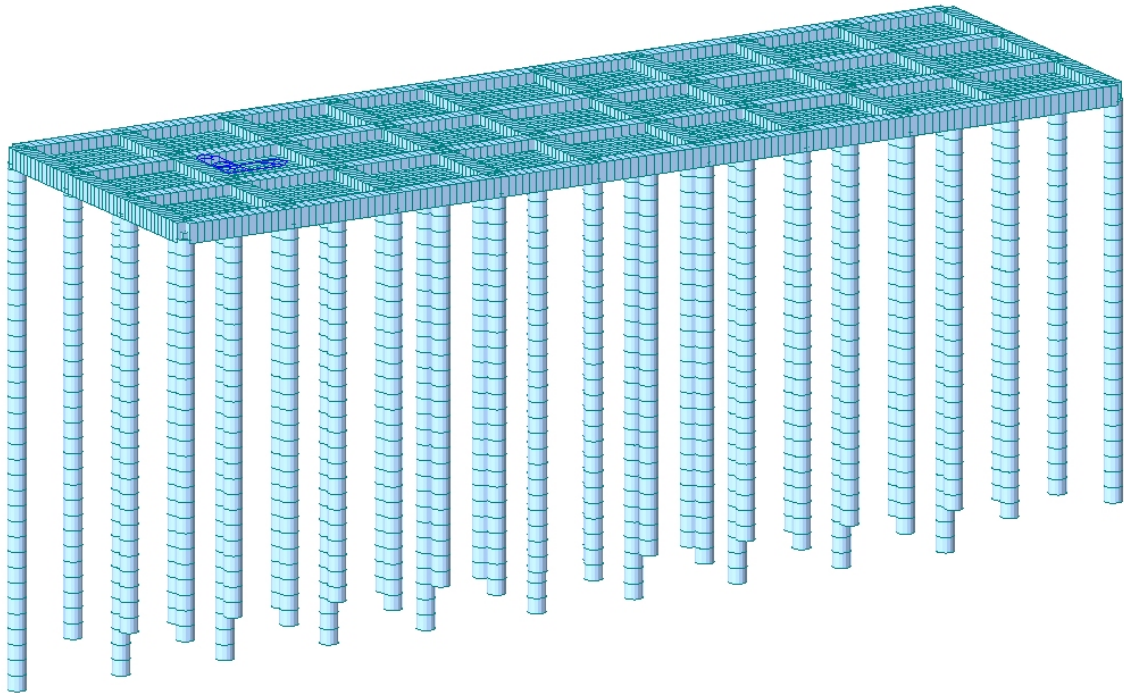


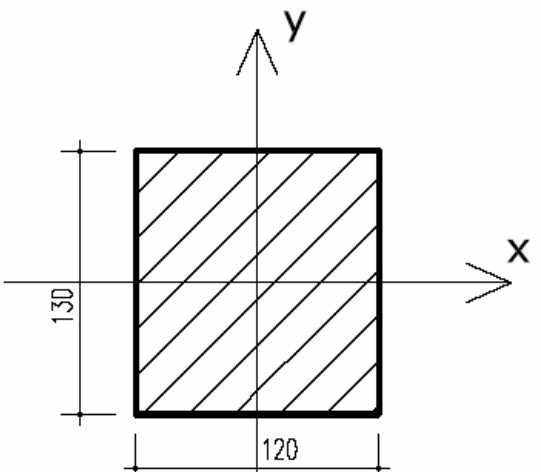
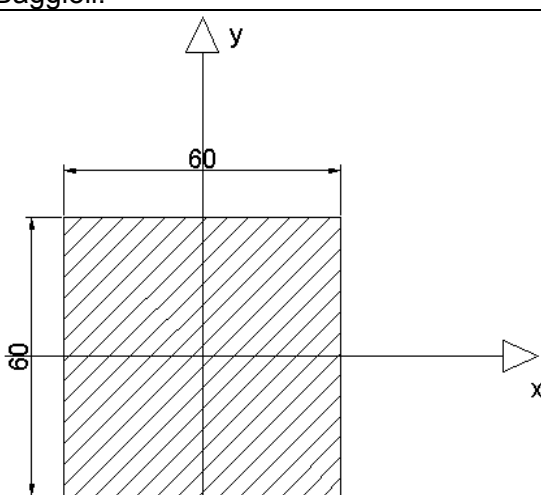


Figura 4.4: modellazione vista d'insieme

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

4.2 Caratteristiche geometriche

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali:

<p>Travi:</p> 	<p>Area sezione: $A = 120 \cdot 130 = 15600 \text{ cm}^2$</p> <p>Momenti d'inerzia: $J_x = (120 \cdot 130^3)/12 = 21970000 \text{ cm}^4$ $J_y = (130 \cdot 120^3)/12 = 18720000 \text{ cm}^4$</p>
<p>Baggioli:</p> 	<p>Area sezione: $A = 60 \cdot 60 = 3600 \text{ cm}^2$</p> <p>Momenti d'inerzia: $J_x = J_y = (60^4)/12 = 1080000 \text{ cm}^4$</p>

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

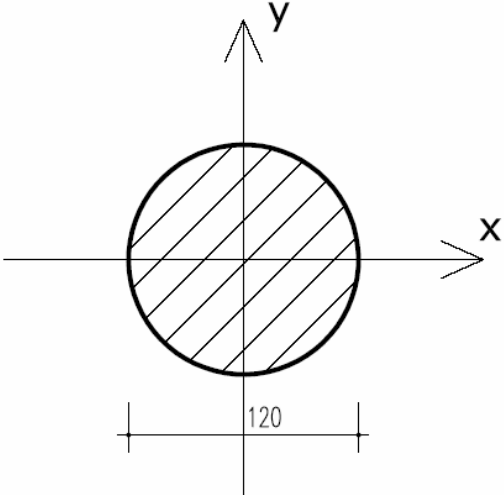
Pali:	
	Area sezione: $A = \pi \cdot 60^2 = 11309,7 \text{ cm}^2$ Momenti d'inerzia: $J_x = J_y = (\pi \cdot 60^4) / 4 = 10178760 \text{ cm}^4$

Tabella 4.1 caratteristiche geometriche degli elementi

4.3 Analisi dei carichi

Nel presente paragrafo si descrivono i carichi elementari applicati alla struttura nel modello e assunti per le verifiche di resistenza per ciascuna parte componente l'opera.

4.3.1 Pesi propri

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo e assegnato direttamente agli elementi assunto come peso specifico dei materiali:

calcestruzzo armato:

25.00 kN/m³

CONDIZIONE DI CARICO: PP

▪ Travi longitudinali e trasversali	1,30 * 1,20 * 25	39.00 kN/m
▪ Soletta	0,80 * 25	20,00 kN/m ²
▪ Baggioli	0,60 ² * 25	12,6 kN/m
▪ Pali	$\pi * 0,60^2 * 25$	28,27 kN/m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3.2 Carico permanente

Come carico permanente si considera:

1. il peso dei fenders che verranno fissati alla trave di bordo;
2. il peso della ricarica di soletta che fornisce al pontile la pendenza del 2%

Per quanto riguarda i fenders si è ipotizzato di impiegare fenders cilindrici ODxID (mm) 1750 x 900 caratterizzati da un peso pari a 21,24 kN/m e in grado di assorbire 340 kNm/m di energia. Assumendo verosimilmente che la chiatta a pieno carico accosti a una velocità di 0,30 m/s, è necessario disporre 10 m di fenders, lungo la superficie d'accosto della chiatta. Data l'aleatorietà della posizione in cui verranno fissati i fenders si è deciso di modellare il carico dovuto al loro peso come carico uniformemente distribuito lungo la trave di bordo pari a 10,00 kN/m.

Per quanto riguarda la ricarica della soletta si è applicato un carico uniformemente distribuito su ciascun campo di soletta calcolando il valore del carico come lo spessore medio della ricarica moltiplicato per il peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 KN/mc.

CONDIZIONE DI CARICO: PERM

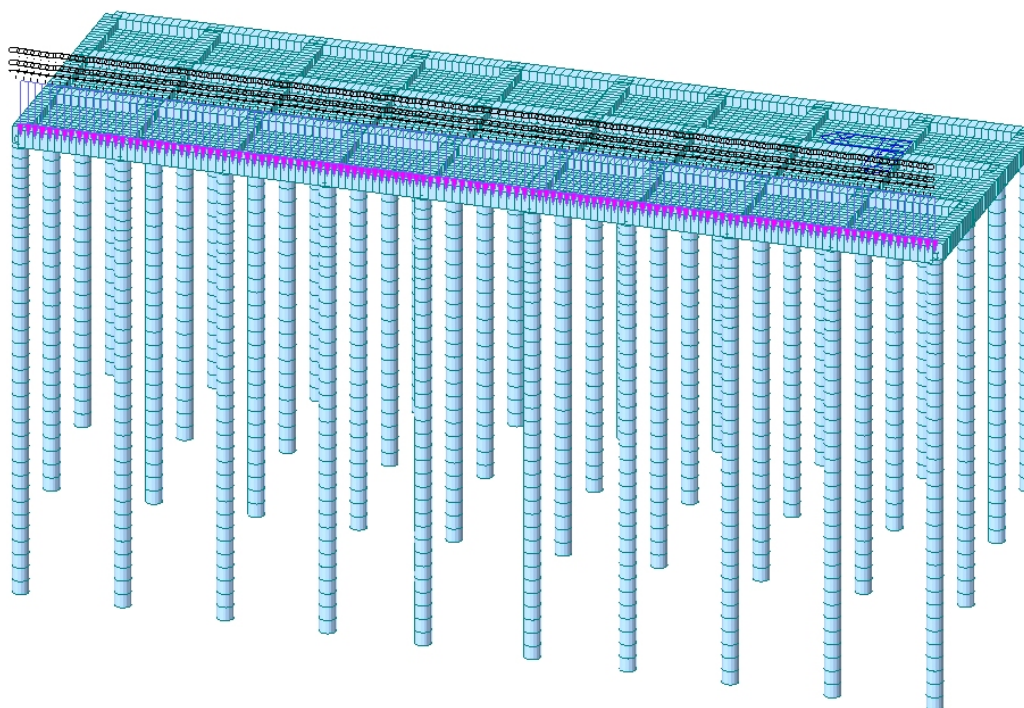




Figura 4.5: modellazione – condizione di carico: permanenti fender

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

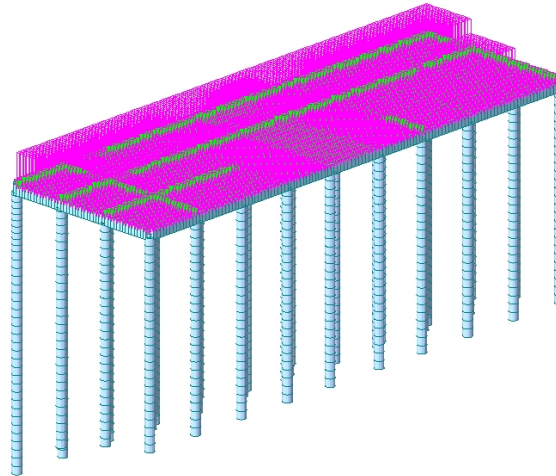


Figura 4.6: modellazione – condizione di carico: permanenti ricarica soletta

4.3.3 Carico accidentale: scarico e movimentazione dei conci

Il carico accidentale dovuto allo scarico dalla chiatta dei conci è stato modellato come carico uniformemente distribuito ottenuto come il peso del concho incrementato del 5% per tener conto del carrello diviso la superficie di contatto delle ruote del carrello: $q = 12.000 * 1,05 / (13,55 * 18,19) = 50,00$ kN/mq. Al fine di massimizzare le sollecitazioni sugli elementi costituenti l'opera in esame si sono inoltre considerate diverse disposizioni dei carrelli sul pontile congruamente all'ingombro degli stessi. Di tali disposizioni si è poi effettuato l'involuppo (condizione di carico: Involuppo Acc.-Conci).

Nel seguito si riportano le disposizioni di carico considerate.

CONDIZIONE DI CARICO: ACC-CONCI SX

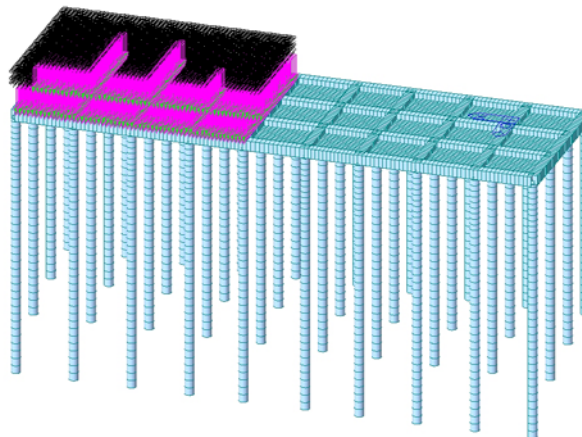




Figura 4.7: modellazione – condizione di carico: accidentali conci sx

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

CONDIZIONE DI CARICO: ACC-CONCI DX

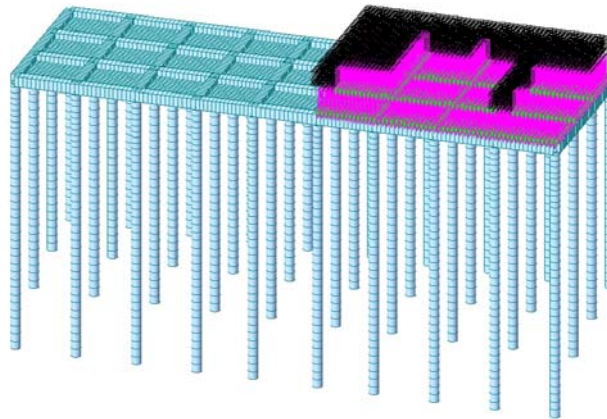


Figura 4.8: modellazione – condizione di carico: accidentali conci dx

CONDIZIONE DI CARICO: ACC-CONCI ESTREMITÀ

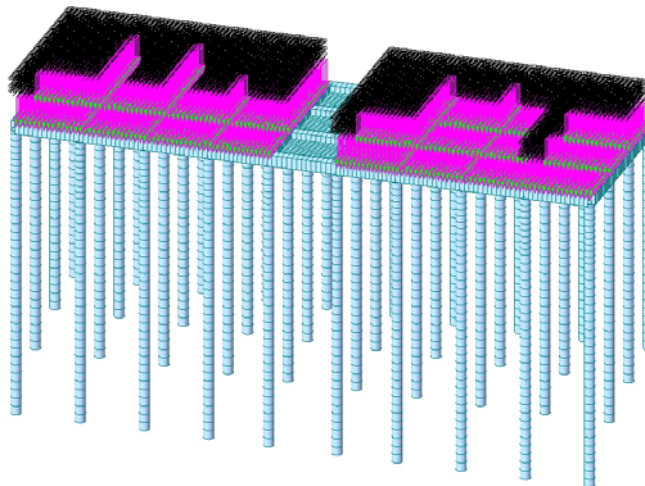


Figura 4.9: modellazione – condizione di carico: accidentali conci estremità

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

CONDIZIONE DI CARICO: ACC-CONCI

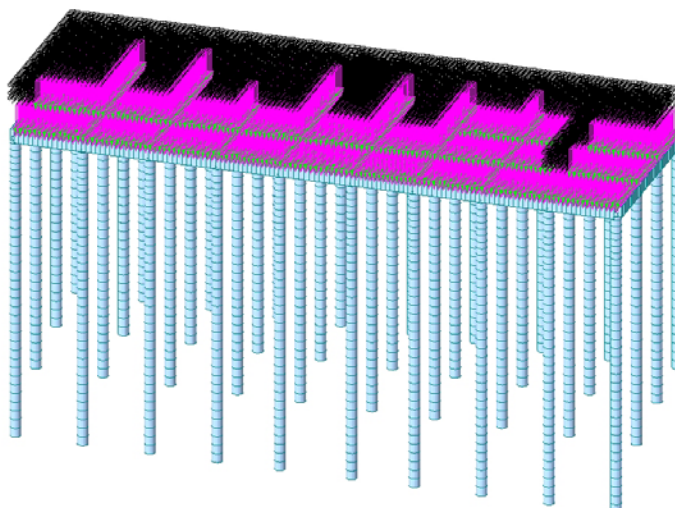


Figura 4.10: modellazione – condizione di carico: accidentali conci

4.3.4 Analisi delle necessità funzionali marittime e delle azioni meteomarine

L'obiettivo del progetto è la realizzazione di un accosto provvisorio per l'attracco della chiatta di trasporto dei conci prefabbricati e la creazione di retrostanti aree da destinare alle operazioni di scarico, accatastamento e movimentazione dei conci stessi, prevedendo un tirante d'acqua medio non inferiore a 5m.

L'analisi dei documenti del Progetto Definitivo ha permesso di identificare le seguenti necessità funzionali generali:

- La disposizione degli accosti provvisori delle chiatte di trasporto conci sono prefissate con ormeggio di prua/poppa.
- Non è definito il valore limite delle oscillazioni in banchina per le chiatte stesse (movimenti di rollio, beccheggio ed alambardata) al fine di svolgere in sicurezza le operazioni di scarico dei conci.
- Non sono definiti i valori limite dei movimenti relativi delle chiatte rispetto al filo banchina (movimenti di deriva, sussulto ed avanzo).
- Le dimensioni e le caratteristiche degli scavi agli ormeggi sono stati ipotizzati in base alle informazioni generali fornite dalla Committenza.
- Le capacità di manovra delle chiatte non sono state individuate.

In ragione delle suddette incertezze progettuali, il calcolo delle sollecitazioni meteomarine esercitate sui pontili provvisori dagli scafi all'ormeggio e dagli impatti del moto ondoso sono stati

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



svolti sotto delle ipotesi sufficientemente cautelative per le strutture. In particolare, si sono assunti i valori delle azioni limite sugli impalcati e sono state verificate le condizioni ambientali che possono produrre tali effetti sulle strutture.

Il risultato dei calcoli così svolti ha permesso di verificare che le sollecitazioni assunte sono esercitate solo in circostanze tali da rendere impraticabili le operazioni di trasbordo e navigazione per evenienze indipendenti dalla stabilità degli impalcati.

L'analisi delle azioni agenti sulle opere di banchinamento passa per la definizione delle caratteristiche degli scafi all'ormeggio lungo gli accosti. Viste le necessità funzionali prima evidenziate e le disposizioni progettuali già poste in essere dal Committente, nella progettazione degli accosti provvisori sono state prese in considerazione differenti tipologie specifiche di trasbordi: quelli dei conici prefabbricati dalle chiatte (si vedano le figure riportate nel seguito).

Le caratteristiche delle chiatte sono state desunte, per quanto possibile, dalle indicazioni generali fornite dal Committente:

- portata lorda: DWT = 20000t;
- dislocamento della nave: $M_D = 25000t$;
- $L_{oa} = 92$ m lunghezza fuori tutto;
- $L_{bp} = 92$ m lunghezza tra le perpendicolari;
- $B = 27.4$ m larghezza della chiglia;
- $A_L = 1790$ m² è l'area laterale della nave offerta al vento;
- $A_T = 520$ m² è l'area trasversale della nave offerta al vento;
- immersione massima: $D = 3.5$ m.
- bordo nave: $F = 3$ m.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

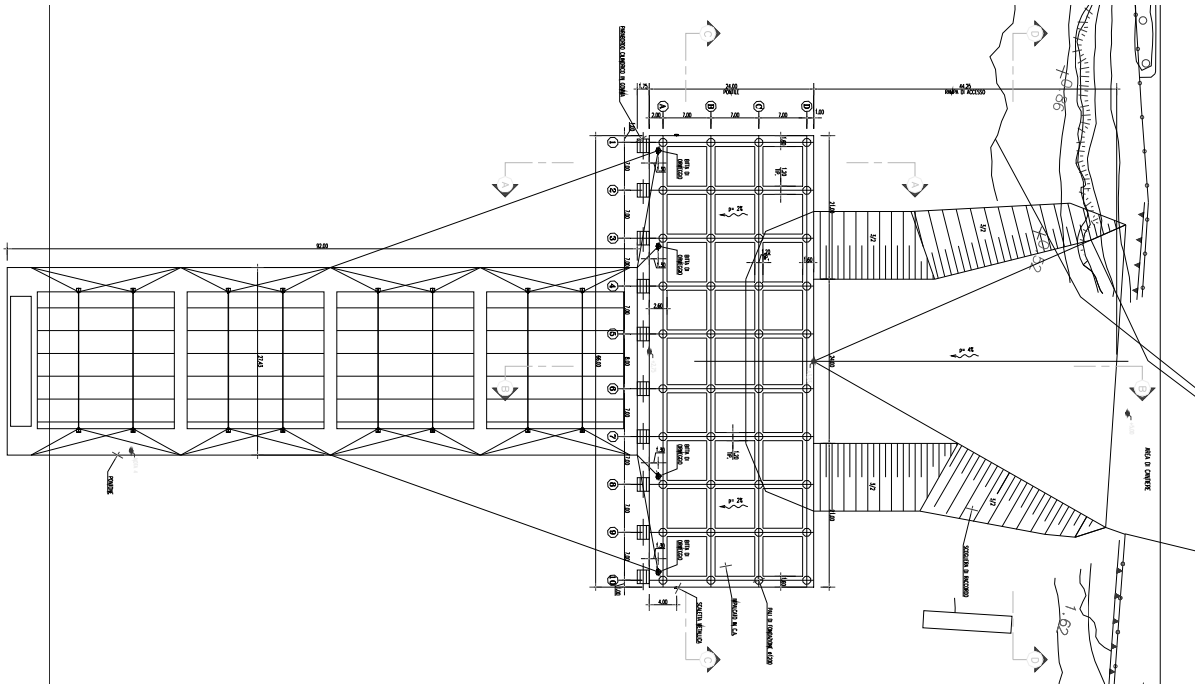


Figura 4.11: planimetria dell'accosto provvisorio per l'attracco delle chiatte di trasporto concii

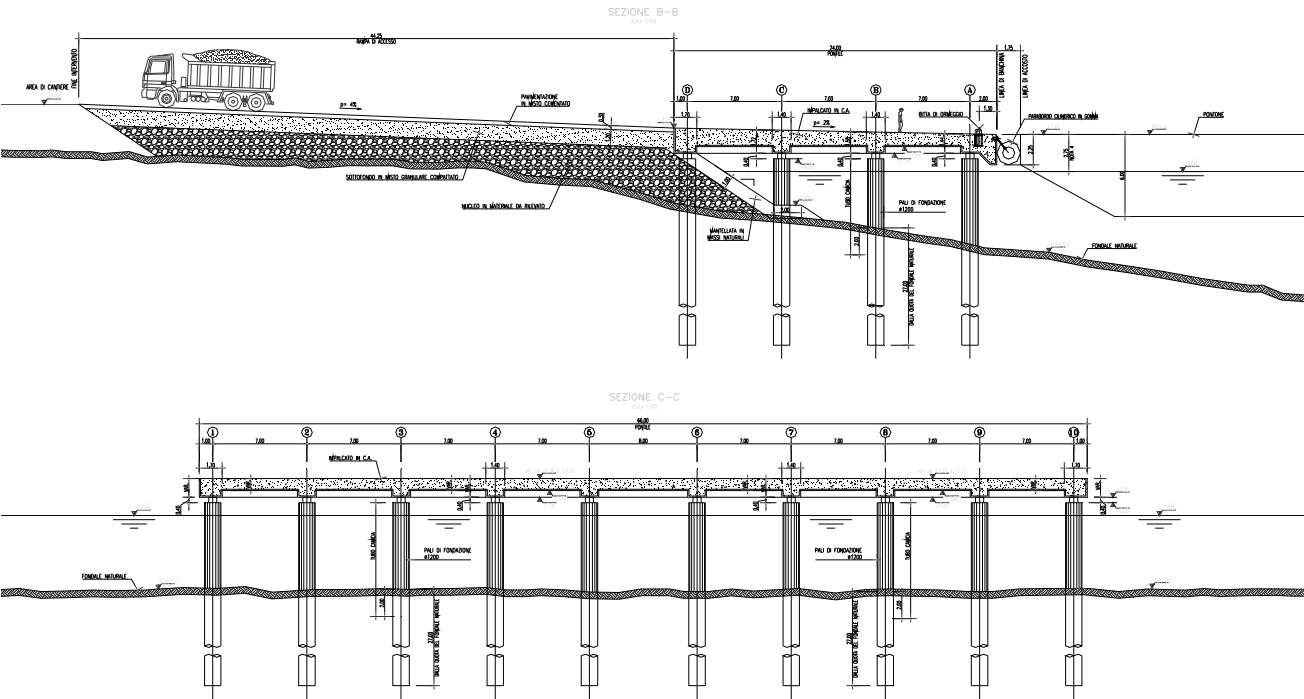




Figura 4.12: sezioni tipo dell'accosto provvisorio per l'attracco delle chiatte di trasporto concii

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

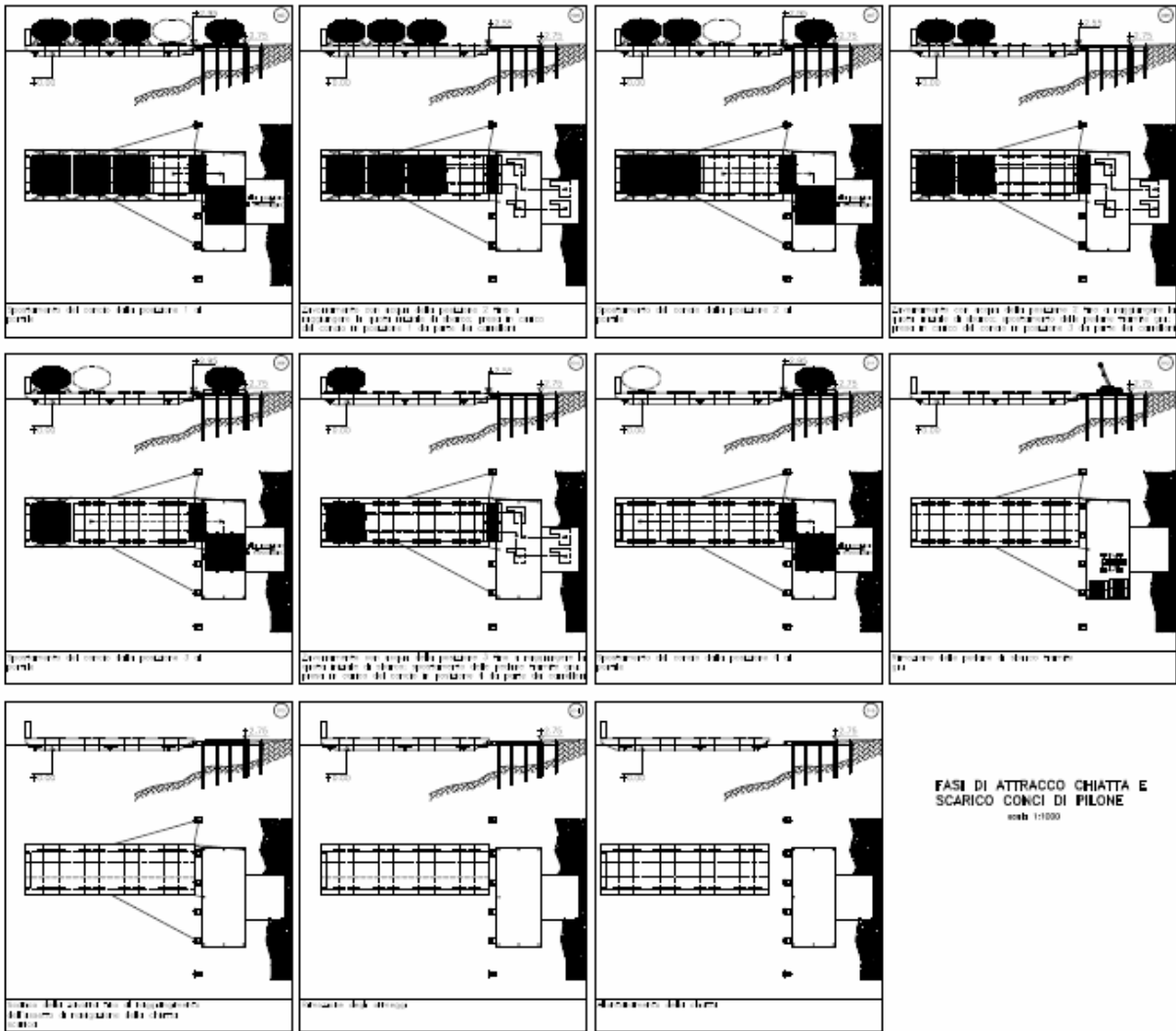


Figura 4.13: schema per fasi dell'ipotizzata operazione di trasbordo dei conci prefabbricati

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

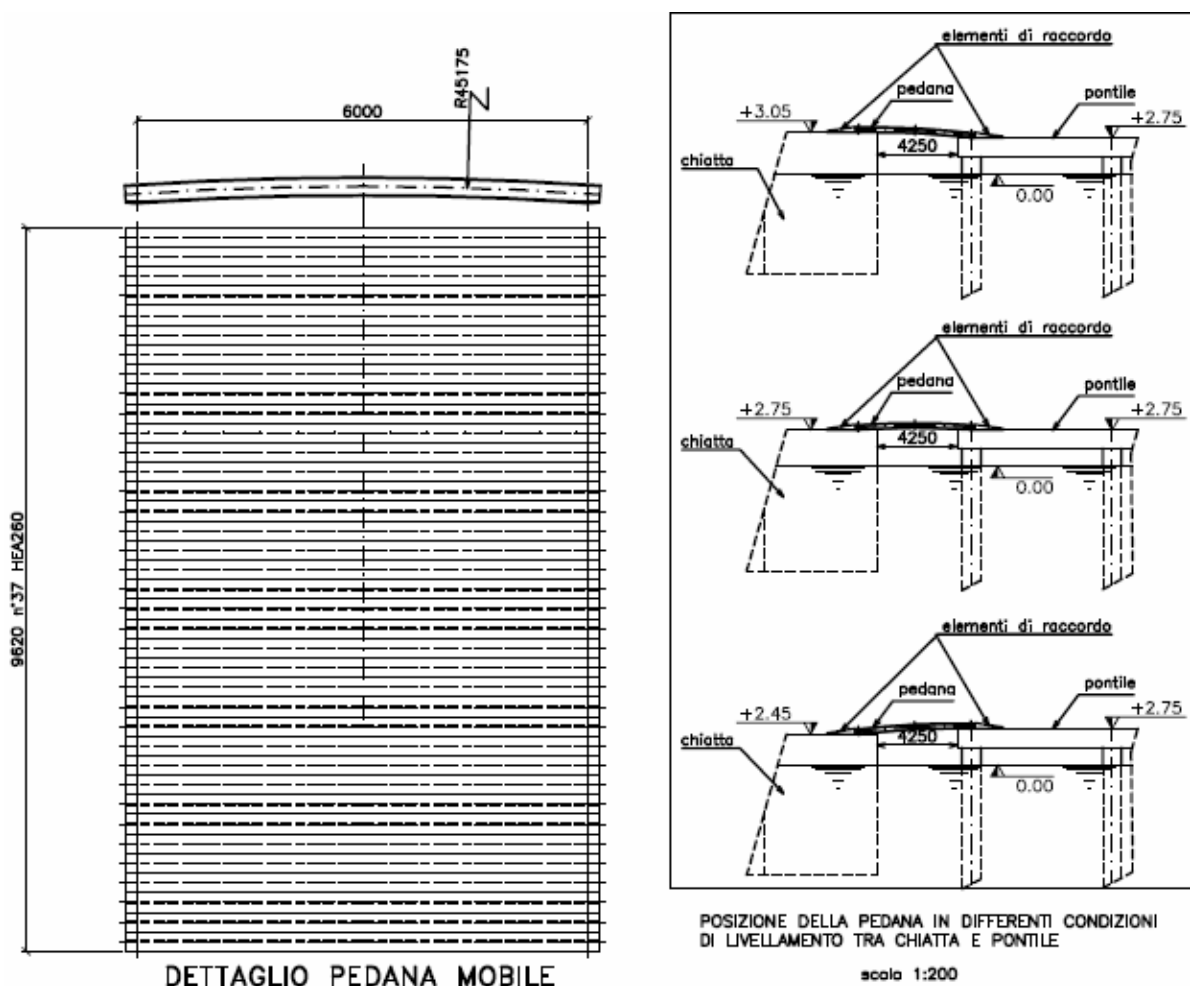


Figura 4.14: dettagli del collegamento tra chiatta e pontile d'attracco

4.3.4.1 Tiro alla bitta

Per la valutazione delle azioni esercitate sulla banchina dalle navi "tipo" durante l'ormeggio in condizioni di tempesta, si dovrebbero prendere a riferimento le condizioni meteomarine estreme raggiungibili nel sito in esame. Tuttavia, non è stata fornita dal Committente una specifica sulle condizioni di operatività ritenute soddisfacenti e, pertanto, non si è in grado di specificare un particolare scenario statistico rilevante ai fini del dimensionamento delle bitte d'ancoraggio. Infatti, trovandoci a dimensionare un ormeggio non protetto, assumendo come condizioni dimensionati scenari con tempi di ritorno elevati determina sollecitazioni di ormeggio molto elevate (e quindi una struttura del pontile molto onerosa) senza alcuna assicurazione che poi le operazioni di carico e scarico dei conci o del cemento realmente avvenga in presenza di condizioni ambientali così

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

severe.

Alla luce di tali considerazioni si è invertito il naturale processo progettuale, stabilendo un tiro massimo alle bitte e si è risalito alle condizioni ambientali che determinerebbero tale tiro, verificando che tali condizioni non fossero troppo frequenti.

Dunque, sono state considerate le azioni indotte dai venti, dalle onde e dalle correnti, agenti separatamente nella direzione più sfavorevole per la tenuta degli ormeggi. La combinazione di tali sollecitazioni non è stata presa in considerazione in mancanza di informazioni statistiche congiunte sulla variabilità dei fenomeni, necessarie alla verifica della frequenza di accadimento contemporaneo dei fenomeni stessi.

La forza impressa dal vento sull'opera morta della chiatta in condizioni di pieno carico è stata valutata con gli algoritmi proposti dalle "Spanish Standard ROM 0.2 - 90":

$$R_v = C_v \times [(A_T \times \cos^2 \theta_w) + A_L \times \sin^2 \theta_w] \times (V_w^2/1600)$$

$$F_{T \text{ WIND}} = R_v \times \cos \phi$$

$$F_{L \text{ WIND}} = R_v \times \sin \phi$$

in cui:

- θ_w [°] angolo tra l'asse longitudinale della nave e la direzione del vento, assunto pari a 90°;
- ϕ [°] l'angolo tra l'asse longitudinale della nave e la risultante R_v , anche esso assunto pari a 90°;
- C_v è il coefficiente di forma (assunto pari a 1.3);
- A_T = è l'area trasversale su cui agisce la pressione esercitata dal vento, assunta pari a 1748m²;
- A_L = è l'area laterale su cui agisce la pressione esercitata dal vento, assunta pari a 530m²;
- V_w = è la velocità del vento (media su 30s), a circa 3m dal l.m.m., da determinare in funzione del tiro atteso di 75 tonnellate;
- R_v è la forza risultante che il vento esercita sulla nave [kN];
- F_T è la forza trasversale che il vento esercita sulla nave [kN];
- F_L è la forza longitudinale che il vento esercita sulla nave [kN];

Sostituendo i valori assunti nelle formule precedenti si ottiene che la velocità del vento deve avere un valore di 23m/s (46 nodi) per esercitare un tiro pari a 734kN su un'unica bitta di ancoraggio, assumendo l'angolo di inclinazione azimutale max delle cime pari a zero.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La forza impressa dalle correnti sullo scafo della chiatta in condizioni di pieno carico è stata valutata con gli algoritmi proposti dalle “Spanish Standard ROM 0.2 - 90”:

$$F_{T\ CURR} = F_{TC} + D_{TC}$$

$$F_{TC} = C_c \times \gamma_w \times A_T \times \text{sen } \theta_c \times (V_c^2/2)$$

$$D_{TC} = C'_c \times \gamma_w \times A'_T \times \text{sen}^2 \theta_c \times (V_c^2/2)$$

in cui:

- $F_{T\ CURR}$ è la forza risultante che la corrente esercita sulla nave [kN];
- F_{TC} è la forza trasversale di pressione che la corrente esercita sulla nave [kN];
- D_{TC} è la forza trasversale di trascinamento che la corrente esercita sulla nave [kN];
- θ_c [°] angolo tra l’asse longitudinale della nave e la direzione della corrente, assunto pari a 90°;
- C_c è il coefficiente di forma in funzione del rapporto tra tirante idrico e pescaggio dello scafo (assunto pari a 3.8);
- γ_w è il peso specifico dell’acqua di mare (10.34 kN/m³);
- C'_c è il coefficiente di drag (assunto pari a 0.004);
- A_T = è l’area trasversale su cui agisce la pressione, pari a LBP x DL, assunta pari a 322m²;
- A'_T = è l’area su cui agisce il trascinamento, pari a (LBP + 2DL) x B, assunta pari a 2772m²;
- V_c = è la velocità della corrente, da determinare in funzione del tiro atteso di 75 tonnellate;



Sostituendo i valori assunti nelle formule precedenti si ottiene che la velocità della corrente deve avere un valore di 1.06m/s (2.1 nodi) per esercitare un tiro pari a 734kN su un’unica bitta di ancoraggio, assumendo l’angolo di inclinazione azimutale max delle cime pari a zero.

Infine, la forza impressa dal moto ondoso sull’opera morta della chiatta in condizioni di pieno carico è stata valutata con gli algoritmi proposti dalle “Spanish Standard ROM 0.2 - 90”:

$$F_{ON} = C_o \times \gamma_w \times L_{BP} \times \text{sen } \theta_o \times H_{mo}^2$$

in cui:

- θ_o [°] angolo tra l’asse longitudinale della nave e la direzione del moto ondoso, assunto pari a 90°;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- C_o è un coefficiente dipendente dalla lunghezza d'onda in rapporto al tirante idrico e al pescaggio (assunto cautelativamente pari a 0.128);
- H_{mo} = è l'altezza d'onda significativa da determinare in funzione del tiro atteso di 75 tonnellate;
- F_{ON} è la forza trasversale che il moto ondoso esercita sulla nave [kN];

Sostituendo i valori assunti nelle formule precedenti si ottiene che l'altezza d'onda significativa deve avere un valore di 2.46m per esercitare un tiro pari a 734kN su un'unica bitta di ancoraggio, assumendo l'angolo di inclinazione azimutale max delle cime pari a zero.

Tutte le condizioni ambientali ottenute dal calcolo si dimostrano incompatibili con le normali operazioni di carico e scarico in quanto i rimorchiatori necessari alla manovrabilità della chiatta non possono operare in condizioni ambientali così severe. In ciascuna delle suddette condizioni, o in una combinazione delle tre forzanti ambientali tale da esercitare una forza sulla carena pari a 75 ton, qualora la chiatta fosse realmente all'ormeggio, si è fornito il calcolo delle ripartizioni dei carichi risultanti tra le linee d'ormeggio e i parabordi, supponendo che questi ultimi si deformino linearmente con la rotazione dello scafo e che tale sia quindi la loro risposta e assumendo che le linee di ormeggio abbiano modulo di resistenza inversamente proporzionale alla loro lunghezza. Si assume che la linea d'ormeggio anti-imbardata possa essere efficacemente pretesa fino al tiro indicato nella figura seguente, valore massimo oltre il quale si avrebbe il cedimento della bitta.

CONDIZIONE DI CARICO: TRAZIONE

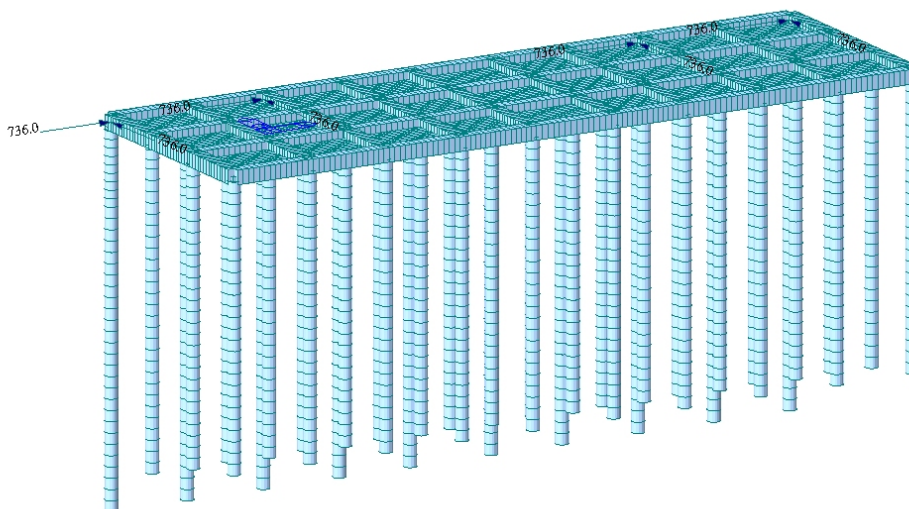


Figura 4.15: modellazione – condizione di carico:trazione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

CONDIZIONE DI CARICO: ROTAZIONE

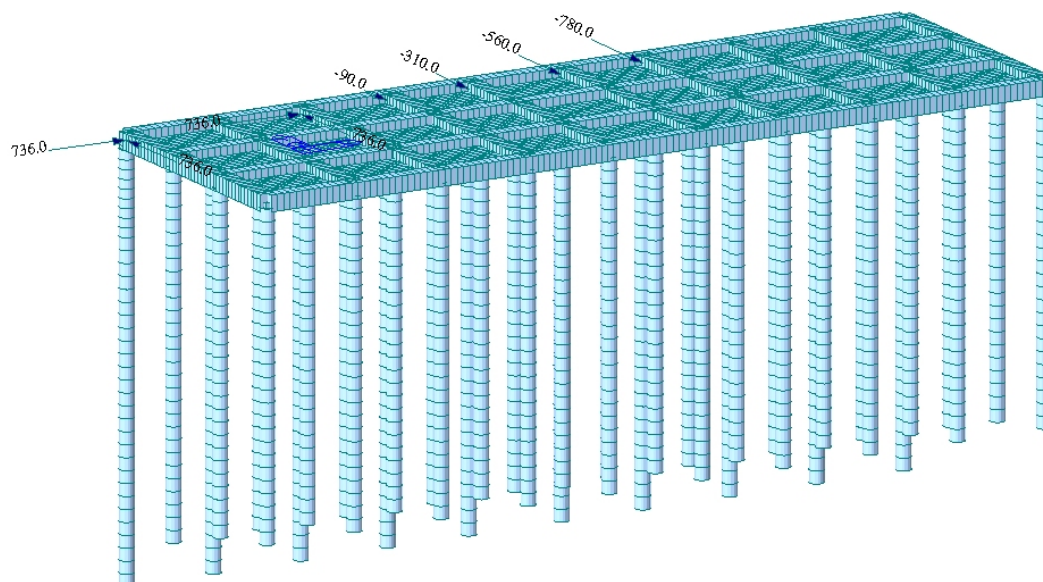


Figura 4.16: modellazione – condizione di carico:rotazione

4.3.4.2 Forza d'accosto trasmessa attraverso il parabordo

Durante la fase di accosto delle imbarcazioni alla banchina, i parabordi subiscono per il contatto uno schiacciamento, a causa del quale si origina una reazione applicata alla banchina, il cui valore dipende dal tipo di parabordo e dall'entità della sua deformazione. La tipologia di parabordo scelta per la banchinamento di progetto è del tipo cilindrico e la scelta del tipo di fender da utilizzare è stata effettuata tenendo conto dei parametri relativi alla nave di progetto sopra riportati.

Il calcolo dell'energia cinetica che deve essere assorbita dalle difese elastiche in fase d'accosto di poppa è dato dalla seguente relazione:

$$E_d = 0.5 S M_D V^2 C_M C_E C_S C_C$$

in cui:

- M_D è il dislocamento della nave in tonnellate (displacement), posto pari a 22000 ton;
- $V = 0.100$ m/s è la componente della velocità limite normale all'accosto (vincolo imposto in fase di calcolo più restrittivo di quello riportato dalle BS per condizioni di "Easy berthing, exposed");

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- C_M è il coefficiente di massa aggiunta che tiene conto della massa d'acqua trascinata dall'imbarcazione nel suo moto (virtual mass factor), posto pari a 1.1 secondo le raccomandazioni PIANC;
- C_E è il coefficiente correttivo che tiene conto dell'eccentricità della manovra di attracco (eccentricity factor), che per ormeggio di poppa può essere cautelativamente posto pari a 0.9,
- C_S è il coefficiente di deformabilità della parete dell'imbarcazione (softness factor) posto pari a 1;
- C_C è il coefficiente che consente di tener conto della diversa tipologia di banchina su cui è sistemato il fender (cushion factor) posto pari a 1 per struttura aperta come quella del pontile;
- S è il coefficiente di sicurezza che tiene conto delle deviazioni rispetto alle condizioni medie di ormeggio, posto qui pari a 2 secondo le raccomandazione del PIANC.

In definitiva, il valore dell'energia cinetica risulta pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} S M_D V^2 C_M C_E = 218 \text{ KNm}$$

Per assorbire l'energia di accosto sopra calcolata si sceglie di installare un fender cilindrico tipo Fentek "1750x900mm" in quanto risultato in grado di assorbire fino a 340 KNm, trasmettendo alla struttura una reazione nominale pari a 929kN (si veda la tabella riportata nel seguito). In corrispondenza delle sollecitazioni calcolate, il parabordo si schiaccia reversibilmente fino al 64% della deformazione nominale e la reazione effettiva del parabordo è pari a circa il 52% di quella nominale, cioè pari a 390kN (si veda la figura sottostante). La pressione sulla carena dello scafo risulta stimabile in 240 kN/m^2 , confrontabile con la massima pressione generalmente ammissibile sulla carena di una nave, pari a 300 kN/m^2 .

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
 CZ0054_F0-NON.doc

Rev
 F0

Data
 20/06/2011

OD × ID (mm)	OD/ID	E (kNm)	R (kN)	P* (kN/m ²)	Weight (kg/m)	Typical fixing arrangements
100 × 50	2.00	0.8	43	547	7.2	
125 × 65	1.92	1.3	51	500	11.0	
150 × 75	2.00	1.8	65	552	16.3	
175 × 75	2.33	2.7	92	781	24.1	
200 × 100	2.00	3.3	86	547	29.0	
250 × 125	2.00	5.1	108	550	45.3	
300 × 150	2.00	7.4	129	547	65.2	
380 × 190	2.00	11.8	164	550	105	
400 × 200	2.00	13.1	172	547	116	
450 × 225	2.00	16.6	194	549	147	
500 × 250	2.00	28	275	700	181	
600 × 300	2.00	40	330	700	255	
800 × 400	2.00	72	440	700	453	
1000 × 500	2.00	112	550	700	707	
1200 × 600	2.00	162	660	700	1018	
1400 × 700	2.00	220	770	700	1386	
1400 × 800	1.75	208	649	516	1245	
1500 × 750	2.00	253	825	700	1591	
1600 × 800	2.00	288	880	700	1810	
1750 × 900	1.94	340	929	657	2124	
2000 × 1200	1.67	415	871	462	2414	
2400 × 1200	2.00	647	1321	701	4073	
2700 × 1300	2.08	818	1486	728	5154	

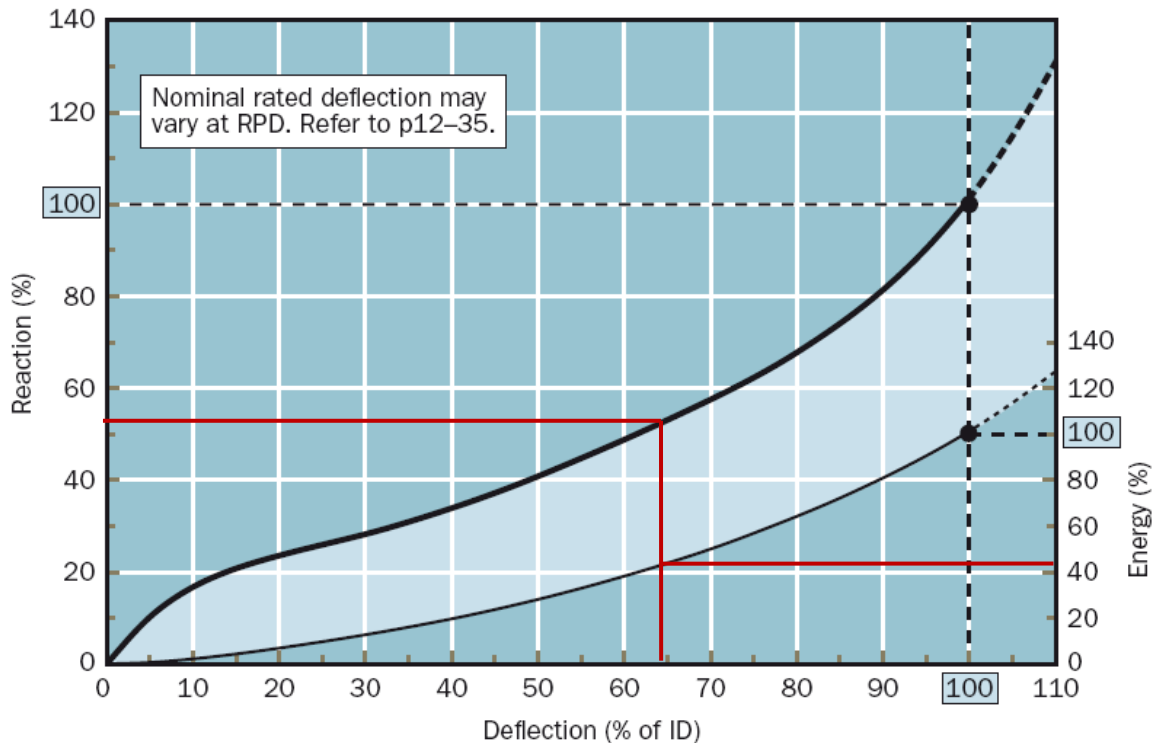
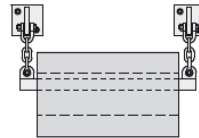


Figura 4.17: curva di deformazione-reazione del parabordo cilindrico tipo Fentek 1750x900.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

CONDIZIONE DI CARICO: COMPRESSIONE – ACCOSTO

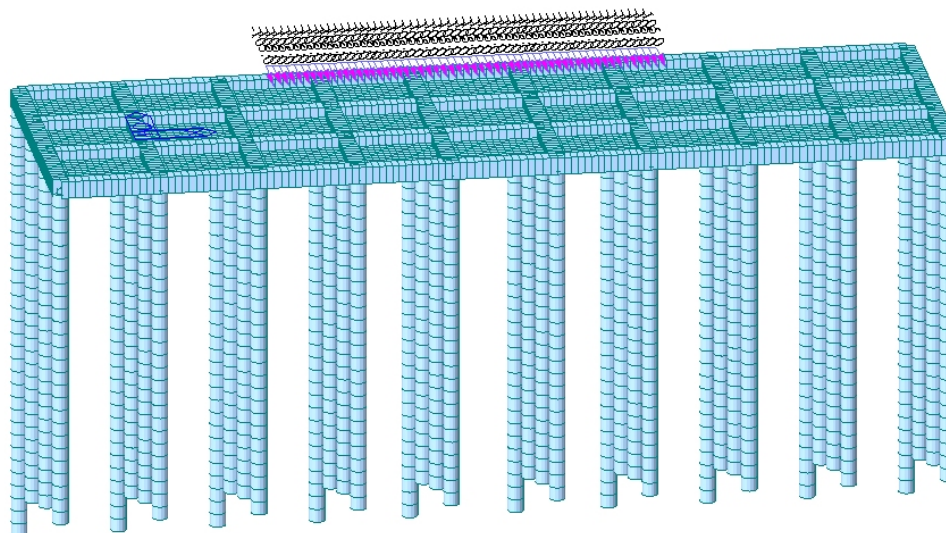


Figura 4.18: modellazione – condizione di carico:compressione accosto

4.3.4.3 Forze impulsive sugli elementi d’impalcato dovuti agli impatti del moto ondoso

La procedura di calcolo di seguito riportata, di facile applicabilità, fornisce risultati preliminari, consistenti con le conoscenze tecniche ad oggi disponibili, la cui applicazione porta a schemi di progetto generalmente cautelativi, da intendersi come linee guida per successivi approfondimenti basati su modellazioni fisiche di laboratorio, con modelli delle strutture in scala appropriata e condizioni ambientali correttamente identificate e scalate.

I carichi agenti sugli elementi dell’impalcato derivanti dagli impatti del moto ondoso sono stimati in funzione delle loro componenti verticali ed orizzontali come:

$$F_v = (c_{v-lv} + c_{v-ij}) F_v^*$$

$$F_o = \{ [1 + c_r(N-1)] c_{o-lv} + c_{o-ij} \} F_o^*$$

in cui

F_v = componente di carico verticale

F_o = componente di carico orizzontale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

F_v^* = componente di carico verticale di riferimento definita dalla Equazione X.1

F_o^* = componente di carico orizzontale di riferimento definita dalla Equazione X.2

c_{v-lv} = un coefficiente empirico per i carichi verticali oscillanti

c_{o-lv} = un coefficiente empirico per i carichi orizzontali oscillanti

c_{v-i} = un coefficiente empirico per i carichi verticali d'impatto

c_{o-i} = un coefficiente empirico per i carichi orizzontali d'impatto

c_r = un coefficiente di riduzione per le azioni sulle travi interne (assunto pari a 0.4)

N = numero degli travate di supporto al pontile

Ancora, si hanno le seguenti relazioni per le forze di riferimento

$$F_v^* = \gamma (\Delta z_v) A_v \quad \text{Eq. X.1}$$

$$F_o^* = \gamma (\Delta z_o) A_o \quad \text{Eq. X.2}$$

in cui

γ = peso specifico dell'acqua marina

A_v = area della proiezione del pontile sul piano orizzontale

A_o = area della proiezione del pontile sul piano orizzontale



Δz_v = differenza di quote tra cresta dell'onda massima e intradosso del pontile (si veda la figura riportata nel seguito)

Δz_o = differenza di quote tra cresta dell'onda massima e centroide di A_o (si veda la figura riportata nel seguito).

La quota raggiunta dalla massima altezza d'onda necessaria a calcolare Δz_v and Δz_o può essere stimata, in assenza di misure di campo più dettagliate, secondo la seguente relazione:

$$\eta_{\max} \approx 0.7 \cdot 1.67 \cdot H_{mo} = 1.17 \cdot H_{mo}$$

essendo H_{mo} l'altezza significativa della mareggiata di progetto. Pertanto, definito lo scenario statistico di progetto, cioè determinato il tempo di ritorno con cui assegnare la mareggiata di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;"><i>Rev</i></td> <td><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

progetto, e fissata la geometria dell'impalcato, dalle precedenti formule si ricava immediatamente il valore delle componenti delle azioni dovute al moto ondoso a partire dai valori assegnati ai coefficienti empirici per i carichi oscillanti lentamente variabili e per quelli impulsivi. Si assume che tali componenti agiscano contemporaneamente su tutto l'impalcato.

Di seguito si illustrano le motivazioni che hanno portato alla scelta di tali valori.

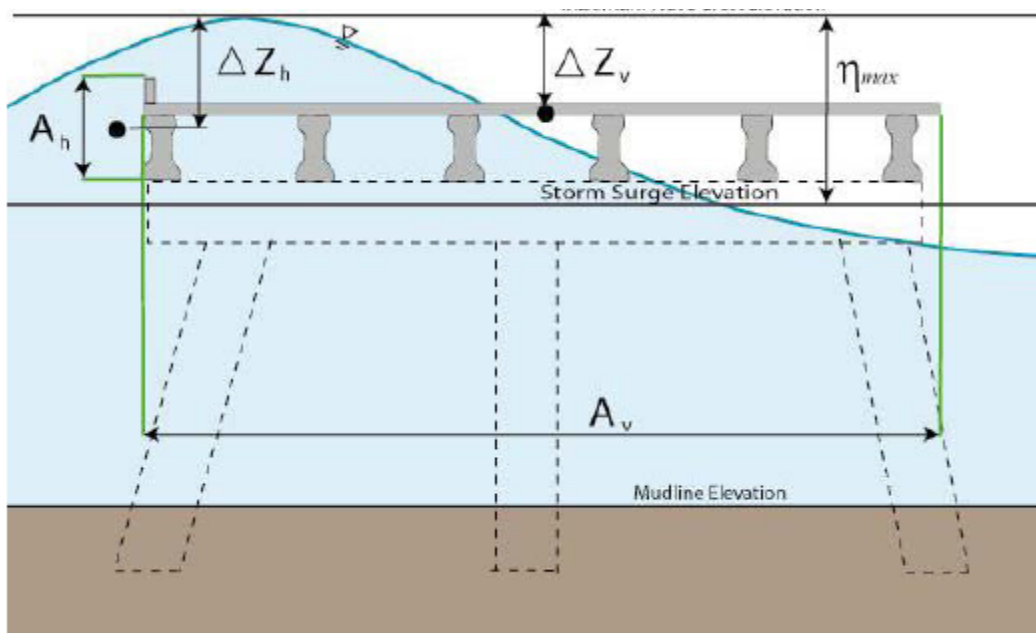




Figura 4.19: schema di calcolo per le componenti di sollecitazione dovute alle onde.

Il valore raccomandato per c_{v-lv} e c_{o-lv} è pari a 1 e può essere posto pari a 2 se si volessero ottenere risultati particolarmente cautelativi. Questo è il caso in cui non si considerino le sollecitazioni impulsive, scelta generalmente accettata dagli strutturisti in ragione delle durate minime che tali carichi impulsivi hanno (comprese tra 0.001 e 0.1s).

Nella presente situazione, in mancanza di elementi di dettaglio che possano escludere una risposta di un qualsiasi elemento progettuale (connessioni, travature, piastre, fondazioni), si è scelto comunque di prendere in considerazione tali carichi impulsivi e di sommarne gli effetti in fase con quelli delle azioni quasi-statiche lentamente variabili (variabili su periodi di circa 10s). I valori dei coefficienti c_{v-i} e c_{o-i} sono posti rispettivamente pari a 3 e 6 in sostanziale accordo con quanto trovato da McConnell et al. (2004), Overbeek e Klabbers (2001) e Bea et al. (1999).

Resta dunque da assumere il valore del tempo di ritorno per lo scenario di dimensionamento. In assenza di indicazioni precise da parte del Committente sul rischio accettabile per i

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

danneggiamenti della struttura temporanea, comunque destinata alla demolizione a fine lavori, ma sussistendo i vincoli di minimizzazione della spesa di costruzione, si ritiene di non scegliere un tempo di ritorno per la mareggiata di progetto e definire lo scenario di carico per altra via. In particolare, il pontile dovrebbe svilupparsi in un'area la cui profondità massima è pari a 5.5m, quindi relativamente bassa. Pertanto, si è preferito definire la massima altezza d'onda significativa compatibile con tale profondità, anche perché in mancanza dell'andamento delle profondità dal centro del largo alla costa risulta impossibile determinare le modificazioni che il moto ondoso subisce ad opera della variazione dei fondali stessi (effetti di shoaling e frangimento). Quindi, si è posto $H_{mo} = \alpha d$

in cui d è la profondità locale e α il coefficiente di frangimento, che racchiude tutta la complessa fisica del fenomeno della dissipazione di energia ondosa su bassi fondali. Tale valore è funzione anche della ripidità delle onde e dell'inclinazione del fondale, variando da 0.5 a 1.2 circa. Si è assunto qui un valore di 0.7 generalmente valido per le coste italiane. Risulta dunque che l'altezza significativa limite incidente sull'impalcato è pari a 3.85m (valore che al largo ha un tempo di ritorno a Messina circa pari a 2 anni). Con tali assunzioni si ottiene

$$F_v = 88.51 \text{ kN/m}^2$$

$$F_o = 52.56 \text{ kN/m}^2$$

CONDIZIONE DI CARICO: UP LIFT

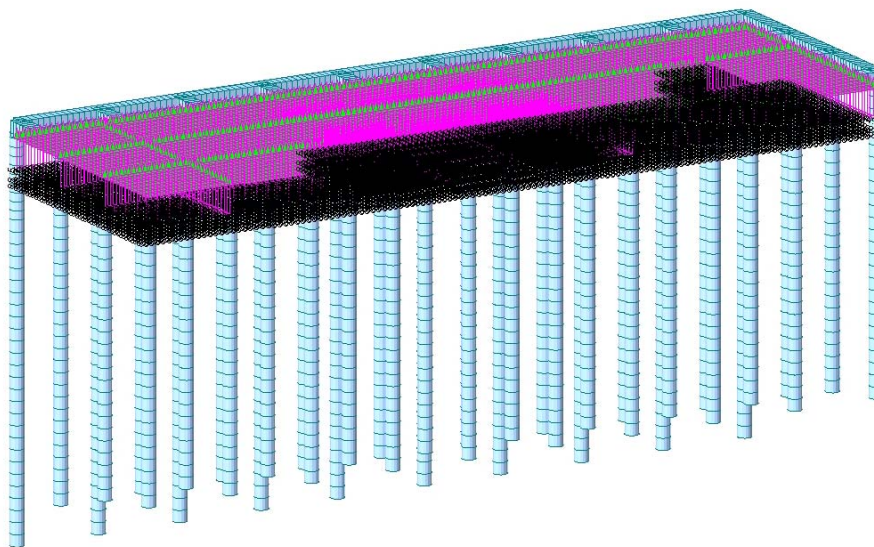


Figura 4.20: modellazione – condizione di carico:up lift

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

CONDIZIONE DI CARICO: FORZA ORIZZONTALE SULLE TRAVI

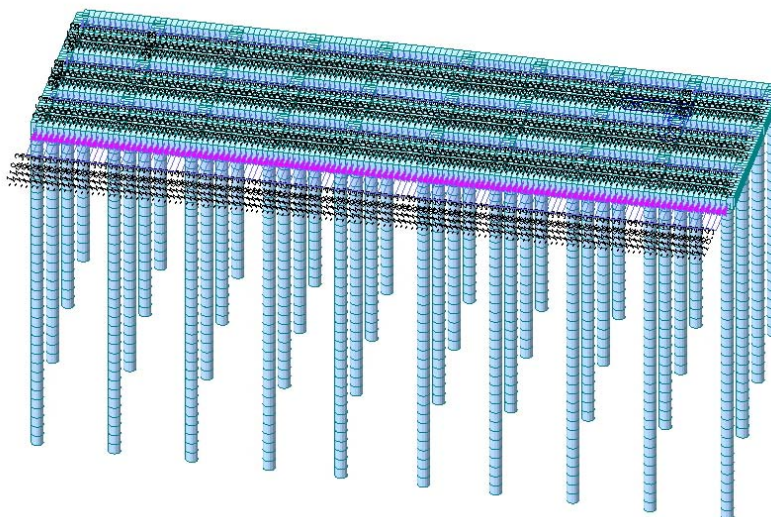


Figura 4.21: modellazione – condizione di carico: forza orizzontale sulle travi



4.3.5 Azione sismica

Le norme NTC 2008 prevedono che l'azione sismica sia caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purchè correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio ed ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Nel presente progetto si è fatto riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per il quale la norma in vigore prevede che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica per lo stato limite considerato è pari al 10% (§ Tab. 3.2.I D.M. 14/01/2008).

4.3.5.1 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali X ed Y è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale ed è definito dalle seguenti relazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale, S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione: $S = S_S S_T$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T e il coefficiente di amplificazione topografica, definiti nelle seguenti tabelle:

Categoria sottosuolo	S_S
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 4.2 § Tab. 3.2.V D.M. 14/01/2008

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 4.3 § Tab. 3.2.VI D.M. 14/01/2008

Nelle espressioni dello spettro elastico, inoltre, η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

dove ξ (espressa in percentuale) è valutata sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione; F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale; $T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, con T_C^* il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo tabellato come segue:

Categoria sottosuolo	C_C
A	1,00
B	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 4.4 § Tab. 3.2.V D.M. 14/01/2008

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$T_B = T_C/3$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; T_D , infine, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale Z è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
\end{aligned}$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale, mentre F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Per la componente verticale del sisma, i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono riportati di seguito:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tabella 4.5 § Tab. 3.2.VII D.M. 14/01/2008

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Per gli stati limite ultimi, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In questa

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sede allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) si è utilizzato lo spettro un fattore di struttura pari a $q = 1,5$ per le tre componenti dell'azione sismica.

4.3.5.2 Condizioni del sito locale

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. E' necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poichè entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale e corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende dunque necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sull'individuazione della configurazione topografica e della categoria di sottosuolo di riferimento; per cui, note le caratteristiche riportate al paragrafo §1.5 della presente relazione, relativamente alle possibili configurazioni topografiche si assume il sito come appartenente alla categoria T1 facendo riferimento alla seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 4.6 § Tab. 3.2.IV D.M. 14/01/2008

Relativamente invece alla categoria di sottosuolo si è assunto un suolo di tipo C come definito nella tabella seguente:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 4.7 § Tab. 3.2.II D.M. 14/01/2008

4.3.5.3 Metodo di analisi

Il metodo di analisi impiegato per l'opera in esame è l'analisi dinamica lineare associata all'analisi statica equivalente. L'analisi modale permette di determinare i modi di vibrare della costruzione, mentre l'analisi statica equivalente consente il calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati e nella combinazione di questi effetti.

DETERMINAZIONE DEI MODI DI VIBRARE DELL'OPERA

Si è effettuata l'analisi modale della struttura in cui si è modellata la massa della stessa come concentrata nei nodi di collegamento tra pali e sovrastruttura, come mostrato in figura seguente:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

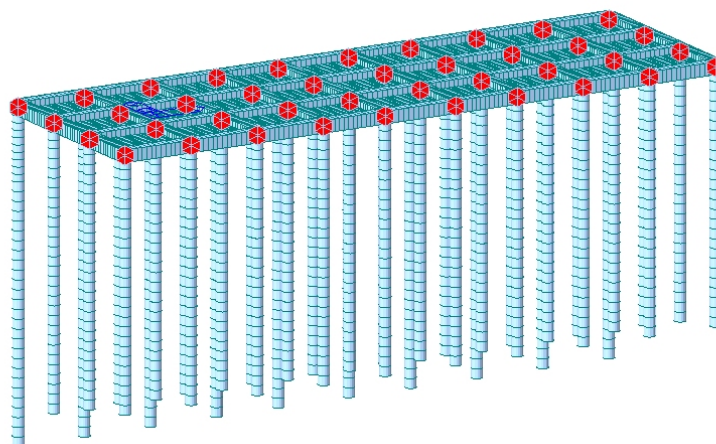


Figura 4.22: modellazione – distribuzione delle masse nei nodi in sommità dei pali

Si sono considerati tutti i modi con massa partecipante significativa e in particolare si sono considerati 60 modi di vibrare la cui massa partecipante totale rappresenta la quasi totalità della massa dell'intera struttura. Così facendo la massa considerata risulta superiore all'85% in ciascuna direzione e si elimina la possibilità di trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%.

Mode No	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0,1925	73,39	73,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,56	26,56
2	0,1789	0,00	73,39	99,84	99,84	0,00	0,00	0,04	0,04	0,00	0,00	0,00	26,56
3	0,1509	26,56	99,95	0,00	99,84	0,00	0,00	0,00	0,04	0,01	0,01	73,34	99,90
4	0,0619	0,00	99,95	0,02	99,85	53,96	53,96	1,27	1,30	0,00	0,01	0,00	99,90
5	0,0608	0,00	99,95	0,00	99,85	0,00	53,96	0,00	1,30	32,91	32,91	0,01	99,91
6	0,0595	0,00	99,95	0,06	99,92	1,06	55,02	0,07	1,37	0,00	32,91	0,00	99,91
7	0,0585	0,00	99,95	0,01	99,93	12,03	67,05	0,26	1,63	0,00	32,91	0,00	99,91
8	0,0565	0,00	99,95	0,01	99,93	1,23	68,29	48,01	49,64	0,00	32,91	0,00	99,91
9	0,0555	0,00	99,95	0,00	99,93	0,00	68,29	0,00	49,64	20,67	53,58	0,00	99,91
10	0,055	0,00	99,95	0,00	99,93	0,00	68,29	0,00	49,64	0,82	54,40	0,01	99,92
11	0,0523	0,00	99,95	0,00	99,93	0,03	68,32	9,00	58,63	0,00	54,40	0,00	99,92
12	0,0514	0,00	99,95	0,00	99,94	7,57	75,88	0,97	59,61	0,00	54,40	0,00	99,92
13	0,0494	0,00	99,95	0,00	99,94	0,00	75,88	0,00	59,61	0,05	54,45	0,00	99,92
14	0,0478	0,00	99,95	0,00	99,94	0,00	75,88	0,00	59,61	14,85	69,30	0,00	99,93

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CZ0054_F0-NON.doc

Rev
F0

Data
20/06/2011

15	0,0475	0,00	99,95	0,00	99,94	7,72	83,60	8,05	67,66	0,00	69,30	0,00	99,93
16	0,0462	0,00	99,95	0,00	99,94	0,00	83,60	0,00	67,66	5,64	74,95	0,00	99,93
17	0,0457	0,00	99,95	0,00	99,94	0,09	83,69	4,48	72,14	0,00	74,95	0,00	99,93
18	0,0442	0,00	99,95	0,00	99,94	2,09	85,78	2,86	75,01	0,00	74,95	0,00	99,93
19	0,0437	0,00	99,95	0,00	99,94	4,40	90,18	0,96	75,96	0,00	74,95	0,00	99,93
20	0,0428	0,00	99,95	0,00	99,94	0,00	90,18	0,00	75,96	0,72	75,67	0,00	99,93
21	0,0422	0,01	99,96	0,00	99,94	0,00	90,18	0,00	75,96	5,48	81,15	0,00	99,93
22	0,0415	0,00	99,96	0,03	99,97	4,91	95,09	13,32	89,28	0,00	81,15	0,00	99,93
23	0,0413	0,00	99,96	0,00	99,97	0,00	95,09	0,00	89,28	8,32	89,47	0,00	99,93
24	0,0404	0,00	99,96	0,00	99,97	0,78	95,87	0,13	89,41	0,00	89,47	0,00	99,93
25	0,0404	0,00	99,96	0,00	99,97	0,00	95,87	0,00	89,41	2,89	92,36	0,02	99,95
26	0,0395	0,00	99,96	0,00	99,97	0,40	96,27	1,87	91,28	0,00	92,36	0,00	99,95
27	0,0386	0,00	99,96	0,00	99,97	0,58	96,85	0,68	91,96	0,00	92,36	0,00	99,95
28	0,0384	0,00	99,96	0,01	99,98	1,50	98,34	3,47	95,44	0,00	92,36	0,00	99,95
29	0,0381	0,00	99,97	0,00	99,98	0,00	98,34	0,00	95,44	0,21	92,57	0,00	99,95
30	0,0377	0,00	99,97	0,00	99,98	0,00	98,34	0,00	95,44	0,53	93,10	0,00	99,95
31	0,0368	0,00	99,97	0,00	99,98	0,00	98,34	0,00	95,44	1,56	94,67	0,00	99,95
32	0,0365	0,00	99,97	0,00	99,98	0,00	98,34	0,00	95,44	1,70	96,37	0,01	99,96
33	0,0361	0,00	99,97	0,00	99,98	0,02	98,36	0,45	95,89	0,00	96,37	0,00	99,96
34	0,0348	0,00	99,97	0,00	99,98	0,12	98,48	0,02	95,90	0,00	96,37	0,00	99,96
35	0,0345	0,00	99,97	0,00	99,98	0,00	98,48	0,00	95,90	0,02	96,38	0,00	99,96
36	0,0342	0,00	99,97	0,00	99,98	0,59	99,08	1,92	97,82	0,00	96,38	0,00	99,96
37	0,0334	0,00	99,97	0,00	99,98	0,00	99,08	0,00	97,82	0,00	96,39	0,00	99,96
38	0,0326	0,00	99,97	0,00	99,98	0,00	99,08	0,00	97,82	1,44	97,82	0,00	99,97
39	0,0325	0,01	99,98	0,00	99,98	0,00	99,08	0,00	97,82	0,00	97,82	0,01	99,98
40	0,0324	0,00	99,98	0,00	99,98	0,00	99,08	0,01	97,83	0,00	97,82	0,00	99,98
41	0,032	0,00	99,98	0,00	99,98	0,03	99,11	0,01	97,84	0,00	97,82	0,00	99,98
42	0,0314	0,00	99,98	0,00	99,98	0,00	99,11	0,00	97,84	0,59	98,42	0,00	99,98
43	0,0312	0,00	99,98	0,00	99,98	0,51	99,63	1,10	98,94	0,00	98,42	0,00	99,98
44	0,03	0,00	99,98	0,00	99,98	0,00	99,63	0,00	98,94	0,51	98,93	0,00	99,98
45	0,0284	0,00	99,98	0,00	99,98	0,37	100,0	1,06	99,99	0,00	98,93	0,00	99,98
46	0,0284	0,00	99,98	0,00	99,98	0,00	100,0	0,00	99,99	1,06	99,99	0,00	99,98

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0

47	0,0221	0,00	99,98	0,00	99,98	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
48	0,0211	0,00	99,98	0,00	99,98	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
49	0,021	0,00	99,98	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
50	0,0205	0,00	99,98	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
51	0,0202	0,00	99,98	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
52	0,0196	0,00	99,98	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
53	0,0192	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
54	0,0191	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
55	0,019	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
56	0,019	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
57	0,0183	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
58	0,0181	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
59	0,018	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98
60	0,0177	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	100,0	0,00	99,99	0,00	99,99	0,00	99,98

Tabella 4.8 modi di vibrare considerati

Dalla tabella sopra riportata si individuano i modi traslazionali principali, di cui si riporteranno i modi di vibrare nelle pagine successive, risultano:

- Modo in X → Modo n.ro 1 → Massa partecipante: 73,4% → Periodo proprio $T=0,1925$ sec
- Modo in Y → Modo n.ro 2 → Massa partecipante: 99,8% → Periodo proprio $T= 0,1789$ sec
- Modo in Z → Modo n.ro 4 → Massa partecipante: 54% → Periodo proprio $T= 0,0619$ sec

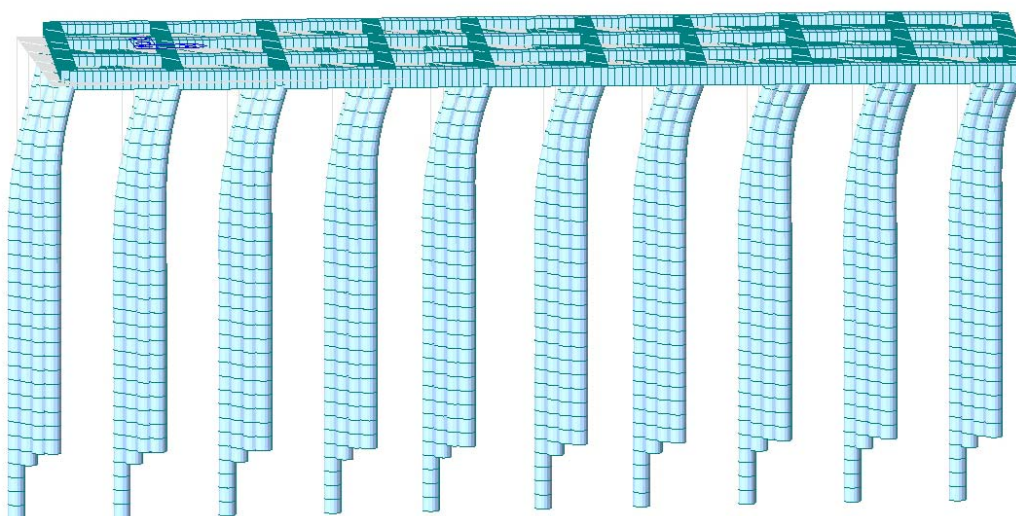




Figura 4.23: modellazione – modo di vibrare n.ro 1 modo principale in X

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

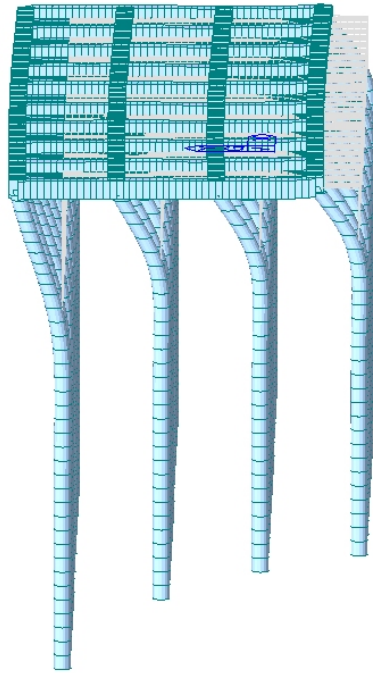


Figura 4.24: modellazione – modo di vibrare n.ro 2, modo principale in Y

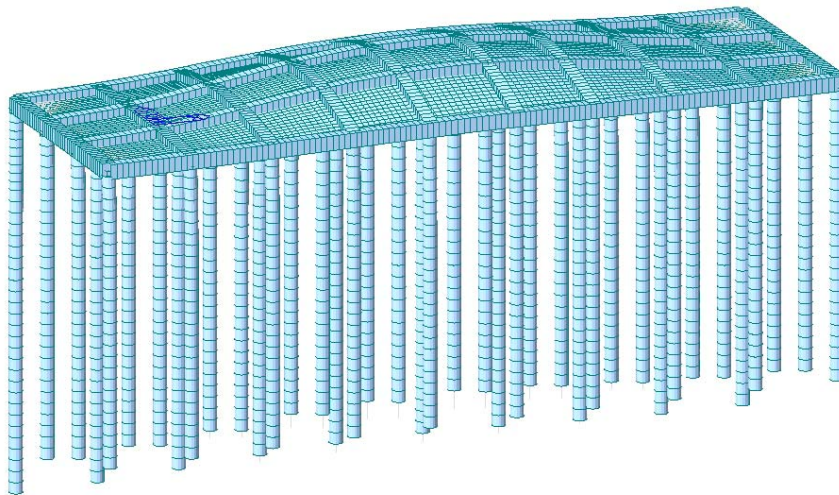


Figura 4.25: modellazione – modo di vibrare n.ro 4, modo principale in Z

CALCOLO DEGLI EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è avvenuto entrando nello spettro elastico di ciascuna componente con il relativo periodo proprio della struttura in modo da ottenere l'accelerazione che assegnata alle masse nodali fornisce l'azione sismica in una determinata direzione.

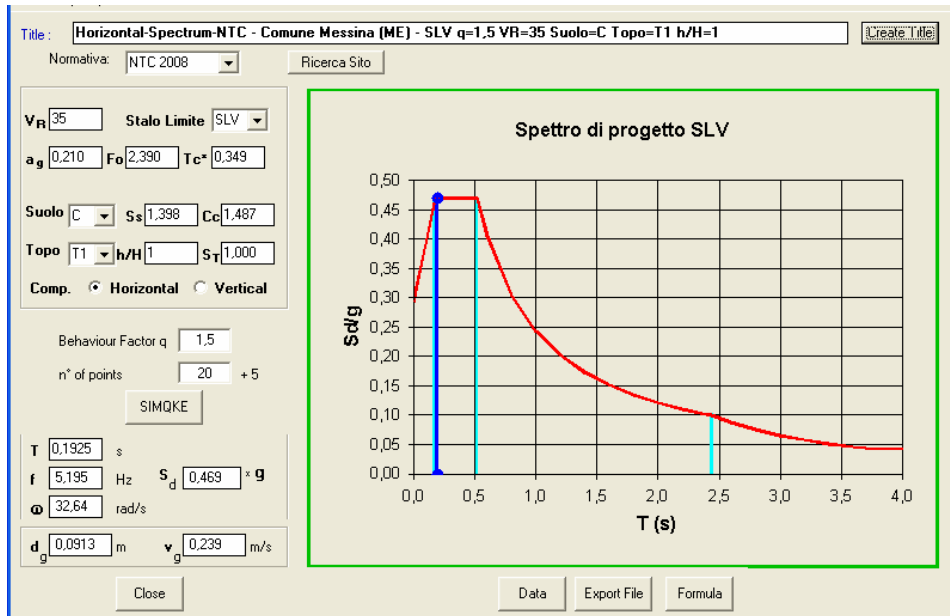


Figura 4.26: spettro di progetto orizzontale corrispondenza col periodo proprio in X

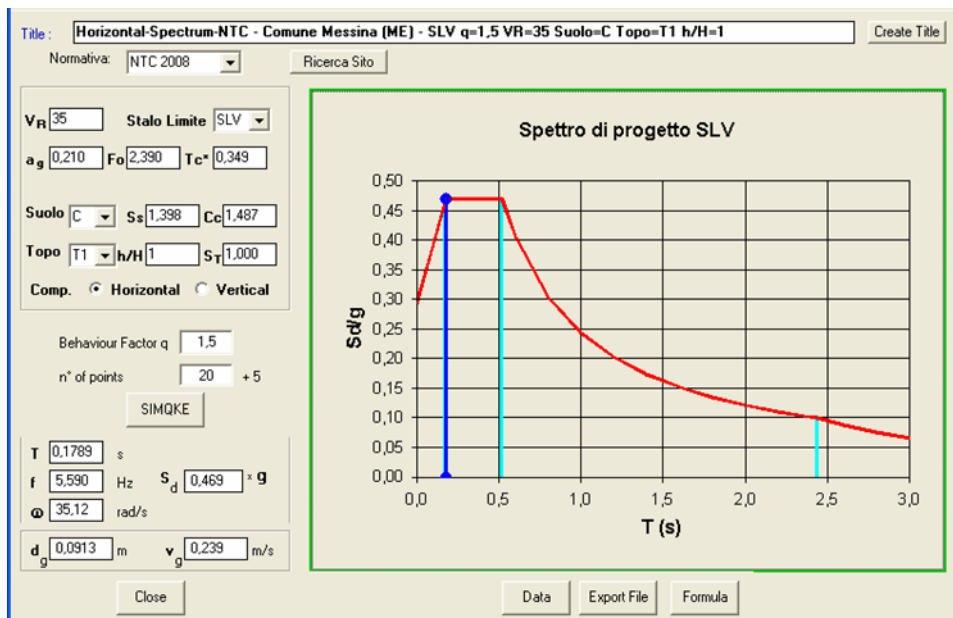




Figura 4.27: spettro di progetto orizzontale corrispondenza col periodo proprio in Y

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

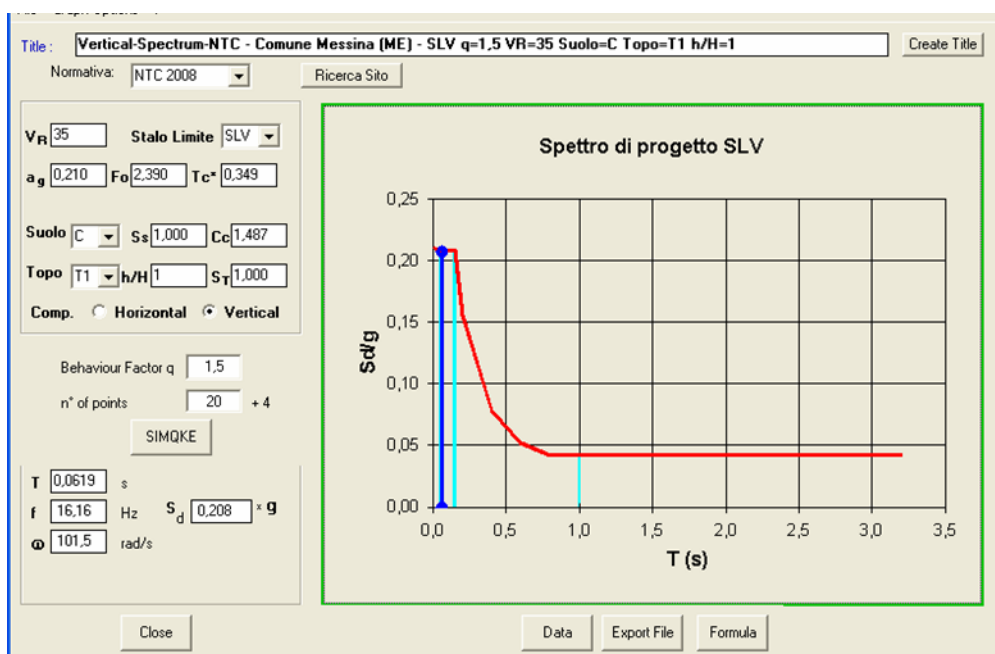




Figura 4.28: spettro di progetto verticale corrispondenza col periodo proprio in Z

Nel seguito si riporta una tabella in cui si riassumono periodi, corrispondenti valori di accelerazioni normalizzate e le distribuzioni di forze sismiche equivalenti applicate alla struttura nel modello.

Modo	Periodo proprio [sec]	Accelerazione S_e/g
1 principale in X	0,1925	0,469
2 principale in Y	0,1789	0,469
4 principale in Z	0,0619	0,208

Tabella 4.9 Accelerazioni normalizzate

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

CONDIZIONE DI CARICO: SIS X

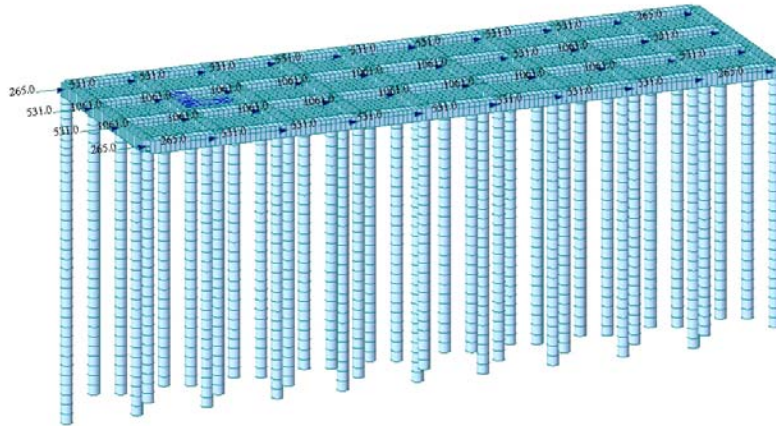


Figura 4.29: modellazione – condizione di carico: sisma lungo X

CONDIZIONE DI CARICO: SIS Y

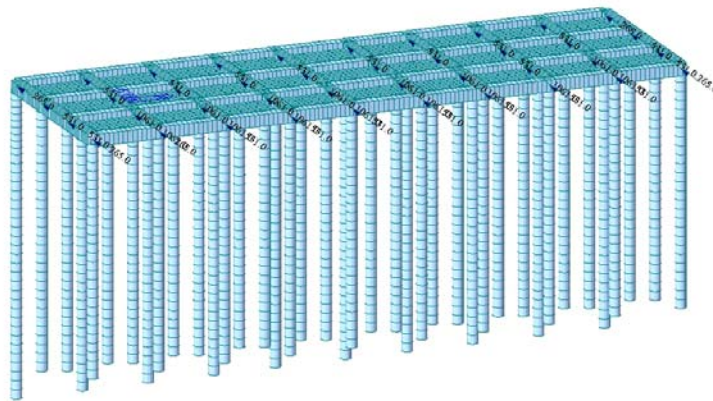


Figura 4.30: modellazione – condizione di carico: sisma lungo Y

CONDIZIONE DI CARICO: SIS Z

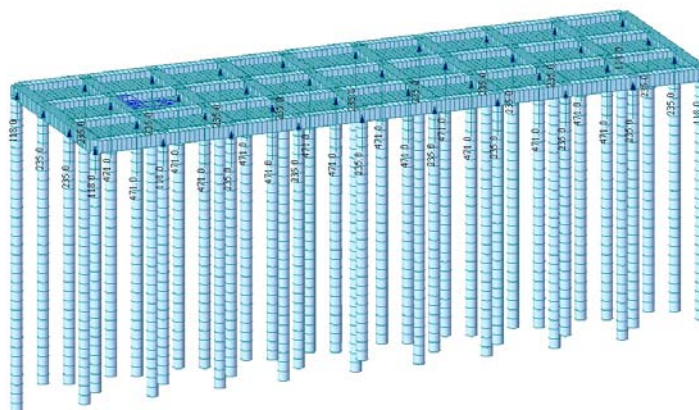


Figura 4.31: modellazione – condizione di carico: sisma lungo Z

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le condizioni di carico sismico precedentemente rappresentate sono state considerate agenti in verso opposto; nelle combinazioni di carico quando si fa riferimento a tale condizione s'intende l'involuppo tra l'azione sismica in una determinata direzione lungo i due versi opposti modellati.

COMBINAZIONE DEGLI EFFETTI

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo indicata nell'espressione seguente.

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i \cdot E_j}$$

Nella quale:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con la formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta^{3/2})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

- ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi.

Dato che la risposta è stata valutata mediante analisi in campo lineare, essa è stata calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione (§7.3.5 NTC 2008): $E = 1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$ con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

4.4 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi sono state considerate i seguenti tipi di combinazioni di azioni:

- Combinazione fonfamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti di sicurezza γ_{G1} e γ_{Q1} sono definiti dal §2.6.1 delle NTC, in particolare:

γ_{G1} - coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} - coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} - coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori numerici dei coefficienti di sicurezza sono riportati nella Tab. 2.6.I delle NTC:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (*)	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(*) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.10 Coefficienti di sicurezza

Sono stati adottati i seguenti coefficienti di combinazione:

$\Psi_{ij} = 0,2$ - per le combinazioni sismiche

$\Psi_{ij} = 0,7$ - per le rimanenti combinazioni

Sono state considerate 4 combinazioni di tipo STR, 4 combinazioni di tipo GEO, una combinazione eccezionale e 6 combinazioni di tipo sismico. Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti adottati per le combinazioni di carico considerate:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	PESO PROPRIO	PERM	UP- LIFT	COMPRES SIONE. ACCOSTO	TRAZIONE	ROTAZIONE CHIATTA	FORZA- ORIZZ- TRAVI	INVILUPPO ACC.. CONCI	SISMA X	SISMA Y	SISMA Z
	Y_{e1}	Y_{e2}	-	$Y_{\alpha}\Psi_j$	$Y_{\alpha}\Psi_j$	$Y_{\alpha}\Psi_j$	$Y_{\alpha}\Psi_j$	$Y_{\alpha}\Psi_j$	Ψ_j	Ψ_j	Ψ_j
STR-1	1,30	1,50		1,05				1,50			
STR-2	1,30	1,50			1,05			1,50			
STR-3	1,30	1,50		1,50				1,05			
STR-4	1,30	1,50			1,50			1,05			
STR-5	1,30	1,50				1,50		1,05			
STR-6	1,30	1,50				1,05		1,50			
GEO-1	1,00	1,30		0,91				1,30			
GEO-2	1,00	1,30			0,91			1,30			
GEO-3	1,00	1,30		1,30				0,91			
GEO-4	1,00	1,30			1,30			0,91			
GEO-5	1,00	1,30				1,30		0,91			
GEO-6	1,00	1,30				0,91		1,30			
SIS-PX	1,00	1,00		0,20					1,00	0,30	0,30
SIS-PY	1,00	1,00		0,20					0,30	1,00	0,30
SIS-PZ	1,00	1,00		0,20					0,30	0,30	1,00
ECC-1	1,00	1,00	1,00				1,00				
-SIS-PX	1,00	1,00		0,20					-1,00	-0,30	-0,30
-SIS-PY	1,00	1,00		0,20					-0,30	-1,00	-0,30
-SIS-PZ	1,00	1,00		0,20					-0,30	-0,30	-1,00

Tabella 4.11 Combinazioni di carico

4.5 Interazione pali – terreno

I pali sono stati modellati mediante il codice Midas tramite elementi tipo beam posti in serie di lunghezza 1 metro, e caratteristiche geometriche sezionali riportate nel paragrafo 4.2.

La rigidezza assiale del singolo elemento di trave è stata ricavata a partire dal modulo elastico del calcestruzzo e dalle caratteristiche geometriche della sezione tramite la formula:

$$K = EA/L$$

Con E modulo di elasticità del calcestruzzo, A area della sezione trasversale e L lunghezza in

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

direzione assiale dell'elemento. (Per i valori impiegati si rimanda ai paragrafi specifici).

Il terreno esterno è stato modellato mediante l'impiego di molle traslazionali agenti nelle tre direzioni di riferimento (x, y e z) posizionate ai nodi dei singoli elementi di palo.

La rigidezza delle molle è stata calibrata in modo da realizzare un modello semplificato in grado di cogliere i meccanismi di trasferimento del carico al terreno di fondazione: l'effetto colonna (cioè la trasmissione del carico dalla testa del palo alla base) e quello di connessione laterale (ovvero la diffusione del carico attraverso la mobilitazione di sforzi di taglio all'interfaccia tra il palo e il terreno esterno).

Le molle, poste in direzione x e y, simulanti l'interazione a taglio tra il palo e il terreno esterno, sono state calibrate definendo un valore di rigidezza di interfaccia k rappresentato dal rapporto tra la resistenza del terreno laterale e lo spostamento laterale Y ad una profondità X specifico è rappresentato come mostrato nella figura sottostante:

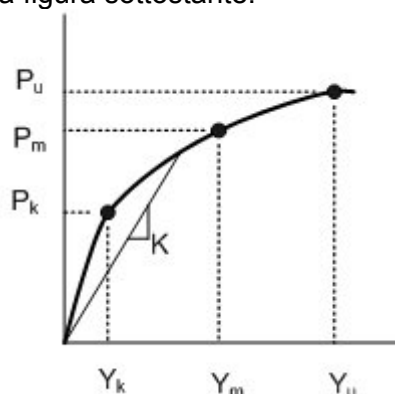


Figura 4.32: rigidezza orizzontale

Il metodo di calcolo varia a seconda della resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza (P_u) che viene calcolata come segue essendo:

- X_t la profondità al di sotto del fondale in cui i due seguenti valori P_u sono uguali.
- X la quota della generica sezione valutata a partire dal livello del terreno
- D è il diametro del palo
- K_0 il coefficiente di spinta a riposo
- K_a il coefficiente di spinta attiva valutato come $K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi'/2)$
- Φ' l'angolo di attrito del terreno adiacente al palo
- $\alpha = \Phi'/2$
- $\beta = 45^\circ + \Phi'/2$
- γ il peso di volume efficace del terreno esterno ipotizzato costante con la profondità
- A coefficiente empirico adimensionale valutato automaticamente dal programma di calcolo,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

che tiene conto della differenza tra il comportamento statico e ciclico secondo la teoria di Reese, et al 1974⁵

i) $X < X_f$

$$P_u = A\gamma X [c_1 + c_2 + c_3 - c_4]$$

$$c_1 = \frac{K_0 X \tan \phi' \sin \beta}{\tan(\beta - \phi') \cos \alpha}$$

$$c_2 = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} \cdot (D + X \tan \beta \tan \alpha)$$

$$c_3 = K_0 X \tan \beta \cdot (\tan \phi' \sin \beta - \tan \alpha)$$

$$c_4 = K_a D$$

ii) $X > X_f$

$$P_u = AD [c_5 + c_6]$$

$$c_5 = K_a \gamma X (\tan^8 \beta - 1)$$

$$c_6 = K_0 \gamma X \tan \phi' \tan^4 \beta$$

I valori riportati nel grafico riportato in precedenza rappresentano invece:

- Y_u spostamento laterale corrispondente alla resistenza ultima del terreno (P_u) $Y_u = 3D/80$
- P_m resistenza media del terreno per unità di lunghezza $P_m = P_u B/A$ essendo B, come A, valutato automaticamente dal programma di calcolo, che tiene conto della differenza tra il comportamento statico e ciclico secondo la teoria di Reese, et al 1974 Y_m spostamento laterale corrispondente alla resistenza media del terreno (P_m) $Y_m = D/60$
- Y_k spostamento laterale corrispondente alla resistenza caratteristica del terreno (P_k)
 $Y_k = [D P_m / (Y_m^{1/n} X k_1)]^{n/(1-n)}$ essendo k_1 una costante in funzione della densità assunta pari a 16290 kN/mq/m e $n = [P_m(Y_u - Y_m)] / [Y_m(P_u - P_m)]$
- P_k resistenza caratteristica del terreno per unità di lunghezza $P_k = (X/D) Y_k k_1$

La rigidità della molla finale è determinata moltiplicando la rigidezza per unità di superficie calcolata di sopra della zona.

Il comportamento d'interfaccia è stato modellato attraverso delle molle messe in parallelo agli elementi di trave che schematizzano il palo.

Le molle, poste in direzione z, simulanti l'interazione a taglio tra il palo e il terreno esterno, sono

⁵ Per maggiore dettaglio si rimanda all'articolo: Reese L C, Cox W R, and Koop F D (1974). Analysis of Laterally-Loaded Piles in Sand, OTC 2080, Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

state calibrate definendo un valore di rigidezza di interfaccia k dipendente da: i parametri elastici del terreno esterno, la lunghezza d'influenza e un valore di carico limite ricavato ipotizzando una condizione di rottura alla Mohr-Coulomb:



$$K = D * K_0 * \gamma * x * \tan \varphi'$$

Dove γ rappresenta il peso di volume efficace del terreno esterno ipotizzato costante con la profondità, K_0 il coefficiente di spinta a riposo, x la quota della generica sezione valutata a partire dal livello del terreno, e φ' l'angolo di attrito del terreno adiacente al palo.

4.6 Diagrammi delle sollecitazioni

Nel presente paragrafo si riportano i diagrammi delle sollecitazioni relativi all'involuppo delle combinazioni agli Stati Limite Ultimi STR, (stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione) GEO (stato limite di resistenza del terreno). La combinazione di carico eccezionale è stata considerata sia come combinazione STR che come combinazione GEO, mentre le combinazioni di carico relative alle azioni sismiche sono state considerate solamente nell'involuppo delle combinazioni STR.

Nei diagrammi riportati le sollecitazioni di taglio e azione assiale sono misurati in kN, i momenti flettenti e torcenti sono misurati in kNm e sono tracciati dalla parte delle fibre tese.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.6.1 Inviluppo combinazioni STR

4.6.1.1 Elementi beam

INVILUPPO Fx – AZIONE ASSIALE:

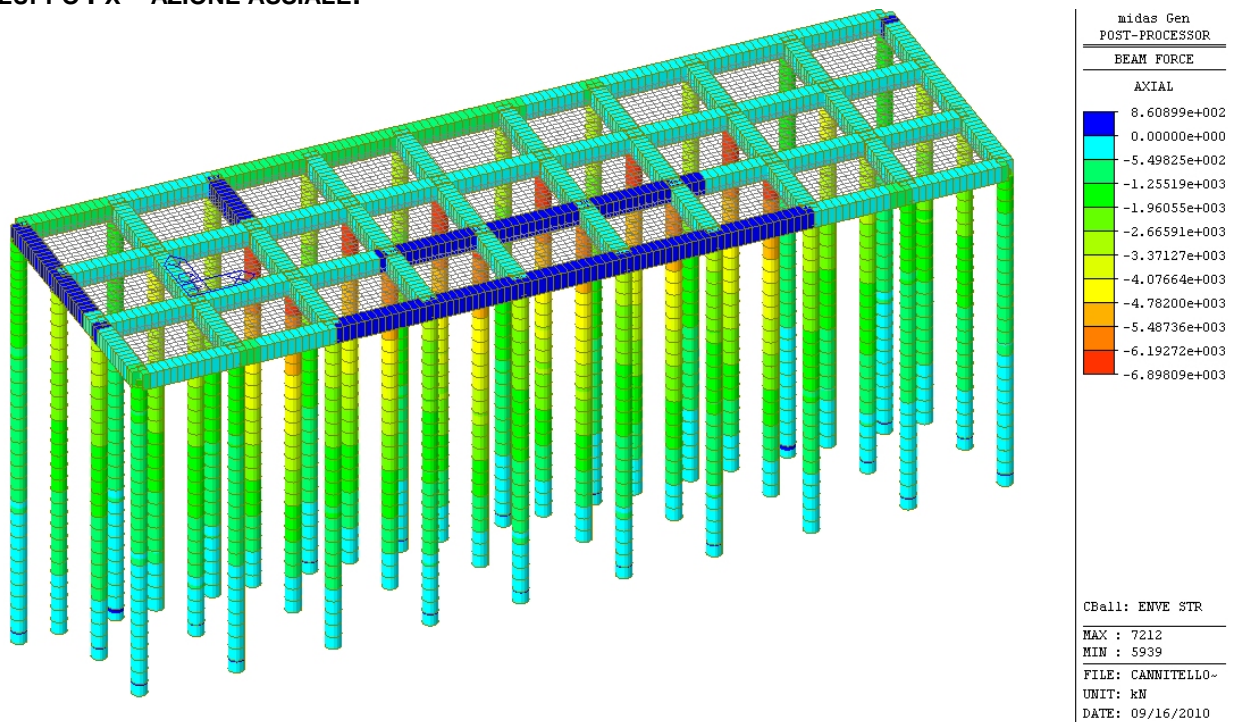




Figura 4.33: inviluppo STR: azione assiale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO Fy:

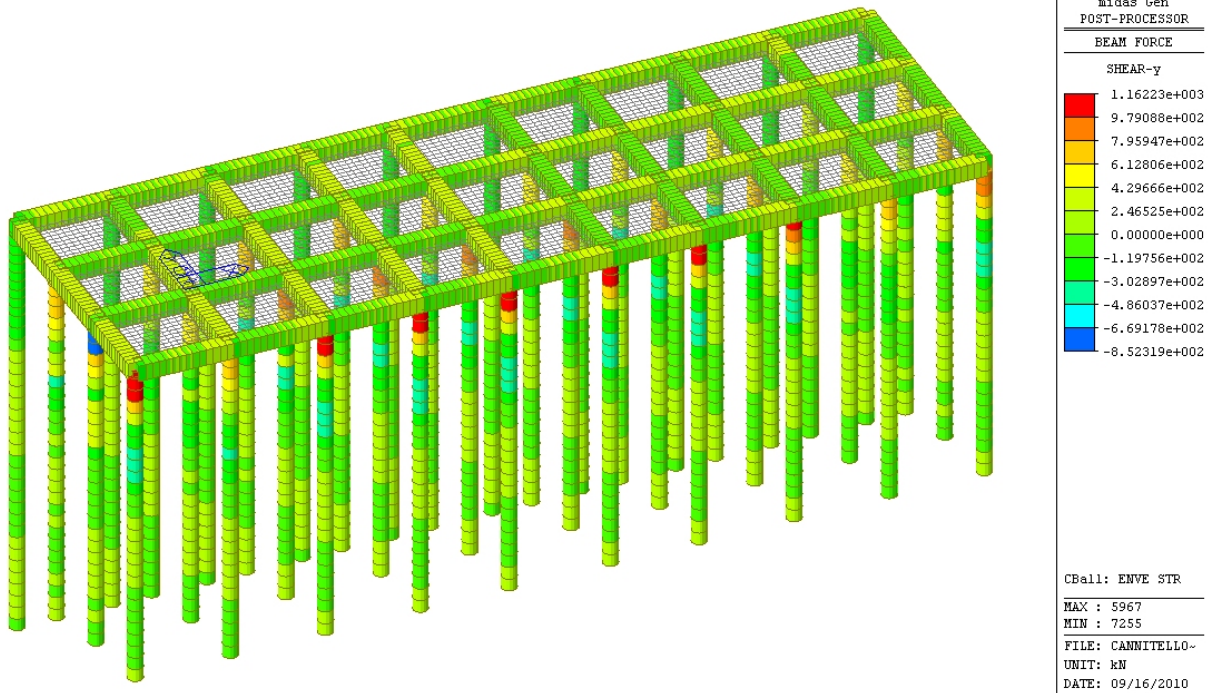


Figura 4.34: inviluppo STR: azione tagliante in Y

INVILUPPO Fz:

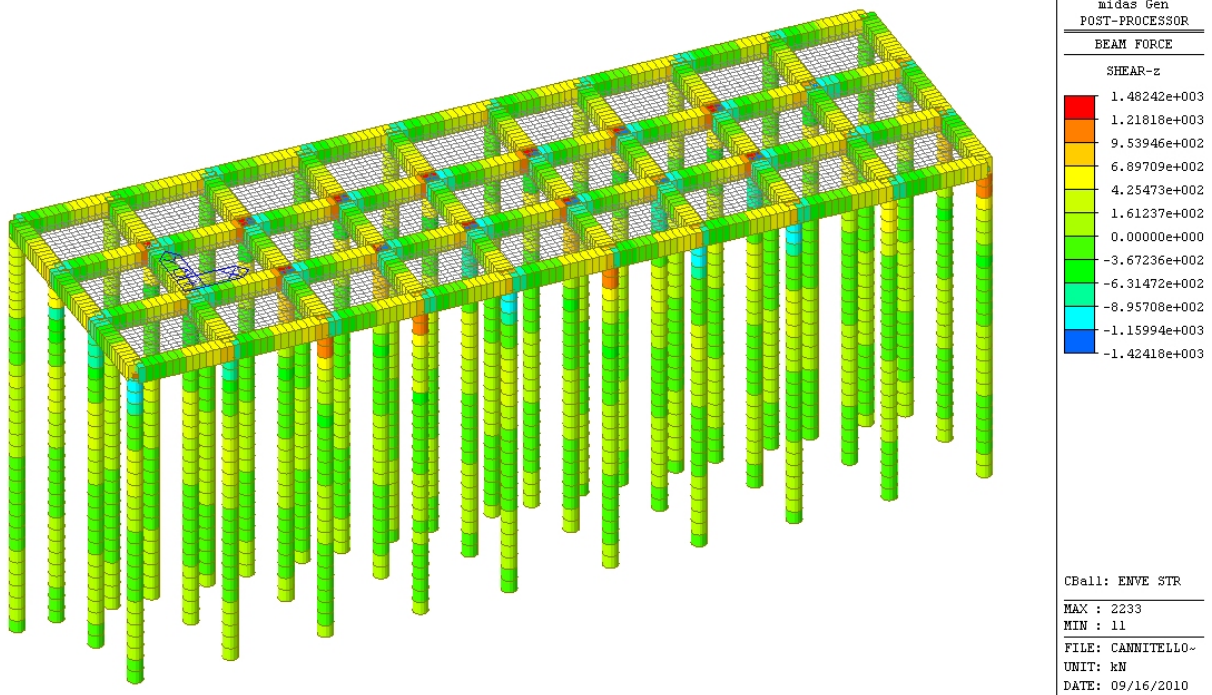




Figura 4.35: inviluppo STR: azione tagliante in Z

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO Mx – MOMENTO TORCENTE:

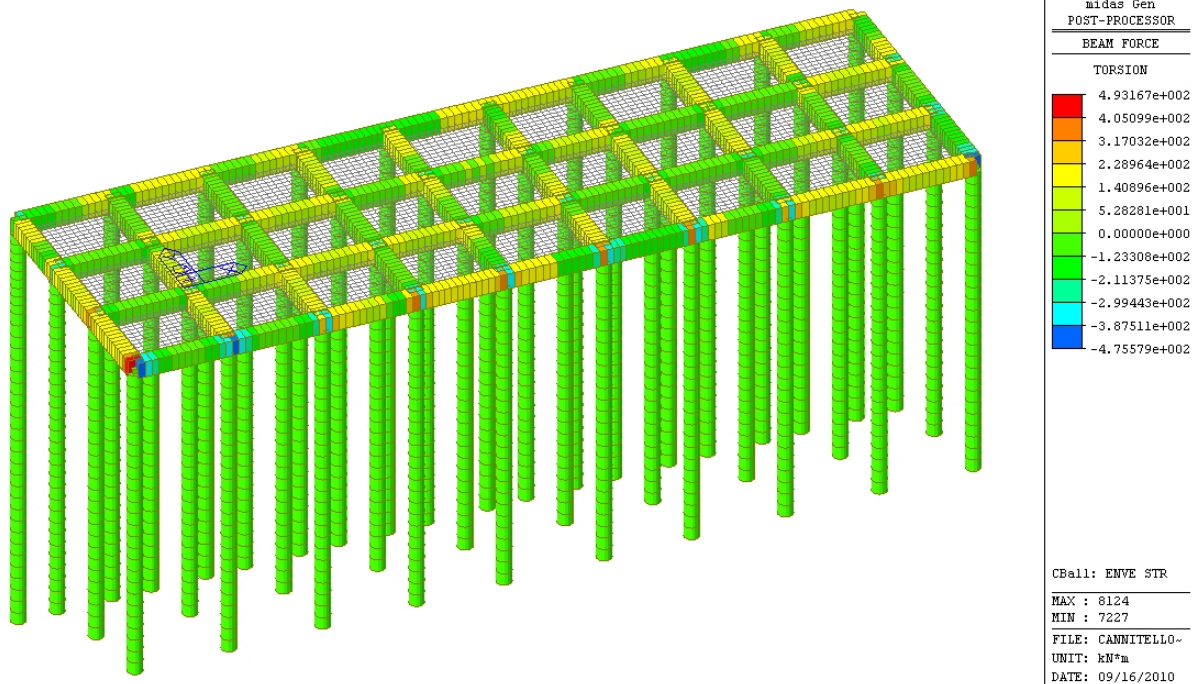


Figura 4.36: involucro STR: azione torcente

INVILUPPO My:

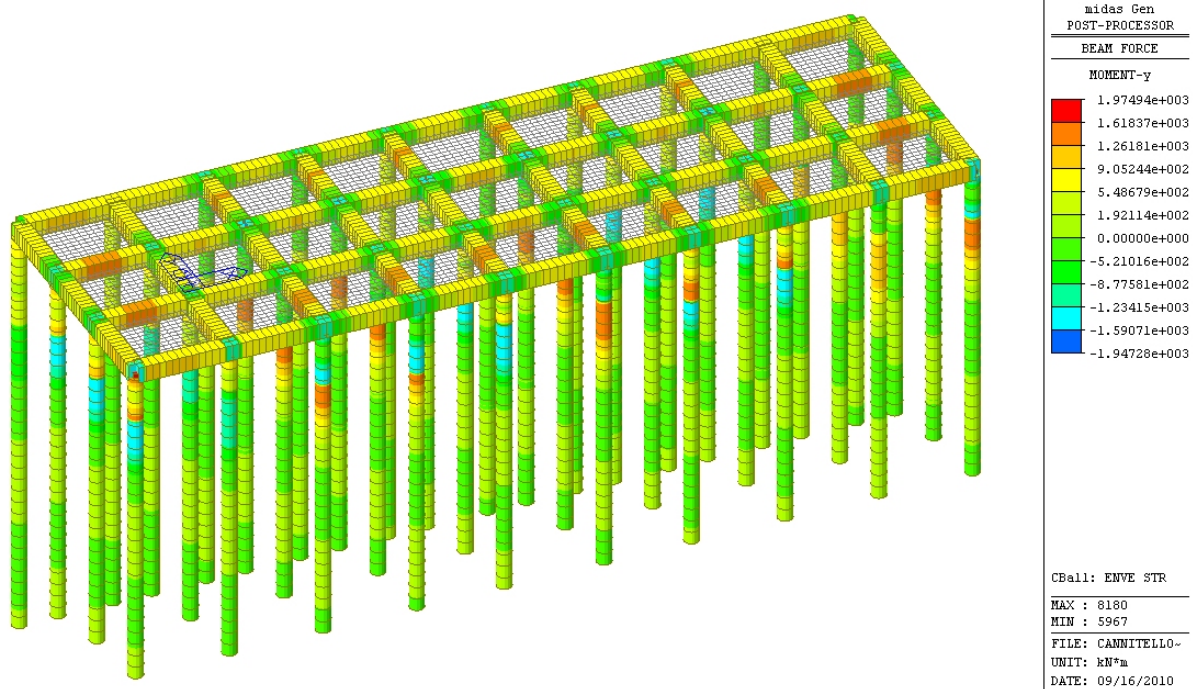




Figura 4.37: involucro STR: azione flettente My

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO Mz:

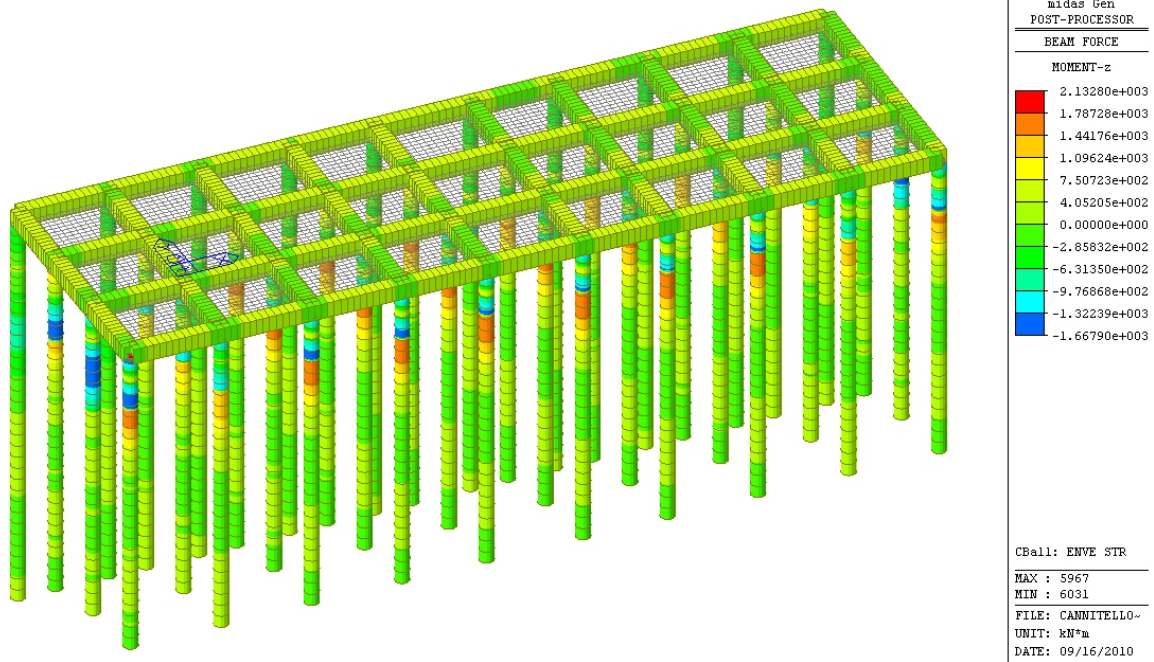


Figura 4.38: involucro STR: azione flettente My

4.6.1.2 Elementi plate

INVILUPPO Vxx

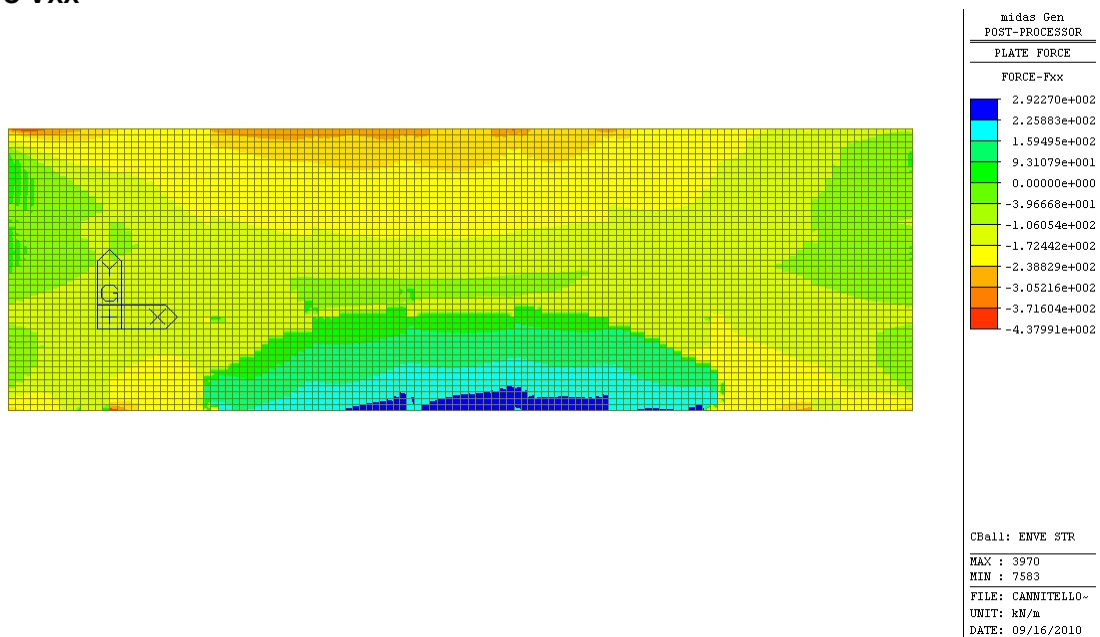


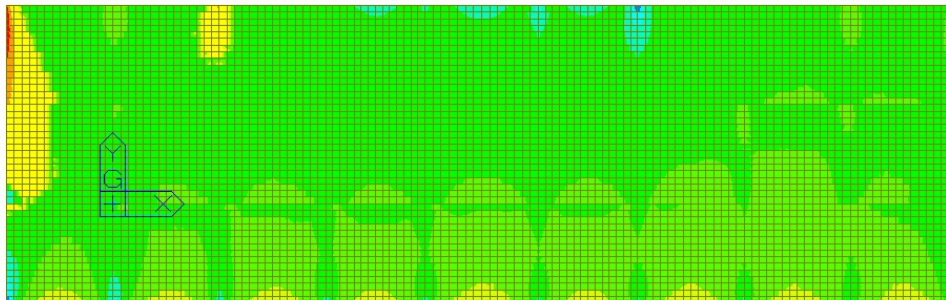


Figura 4.39: involucro STR: forza Vxx

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

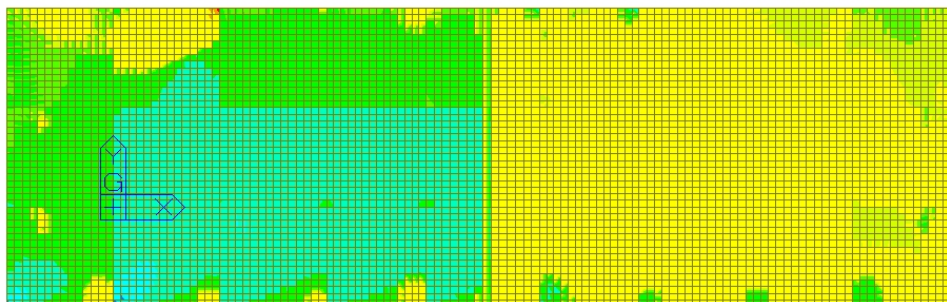
INVILUPPO Vyy:



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
FORCE-Fyy	
4.24269e+002	[Red]
3.52163e+002	[Orange-Red]
2.80056e+002	[Orange]
2.07950e+002	[Yellow-Orange]
1.35844e+002	[Yellow]
6.37376e+001	[Light Green]
0.00000e+000	[Green]
-8.04750e+001	[Light Blue]
-1.52581e+002	[Cyan]
-2.24688e+002	[Blue-Cyan]
-2.96794e+002	[Blue]
-3.68900e+002	[Dark Blue]
CBall: ENVE STR	
MAX : 7554	
MIN : 1969	
FILE: CANNITELLO~	
UNIT: kN/m	
DATE: 09/16/2010	



Figura 4.40: inviluppo STR: forza Vyy

INVILUPPO Vxy:



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
FORCE-Fxy	
2.80146e+002	[Red]
2.32975e+002	[Orange-Red]
1.85804e+002	[Orange]
1.38633e+002	[Yellow-Orange]
9.14619e+001	[Yellow]
4.42908e+001	[Light Green]
0.00000e+000	[Green]
-5.00515e+001	[Light Blue]
-9.72226e+001	[Cyan]
-1.44394e+002	[Blue-Cyan]
-1.91565e+002	[Blue]
-2.38736e+002	[Dark Blue]
CBall: ENVE STR	
MAX : 955	
MIN : 7901	
FILE: CANNITELLO~	
UNIT: kN/m	
DATE: 09/16/2010	

Figura 4.41: inviluppo STR: forza Vxy

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

INVILUPPO MXX:

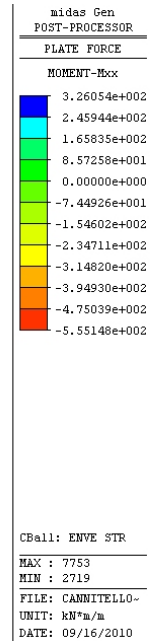
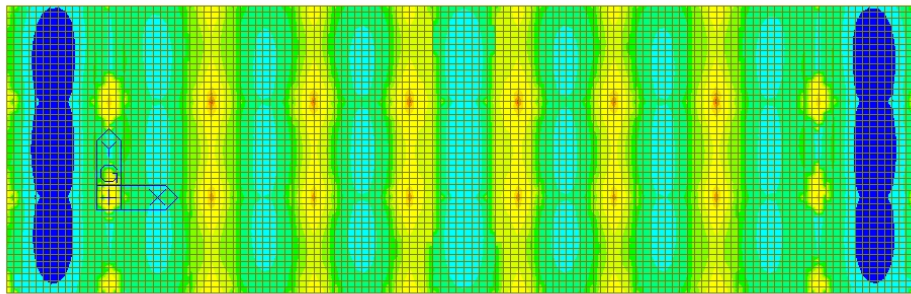


Figura 4.42: inviluppo STR: forza Mxx

INVILUPPO MYY:

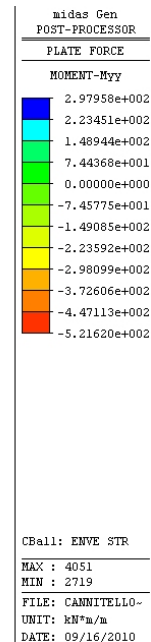
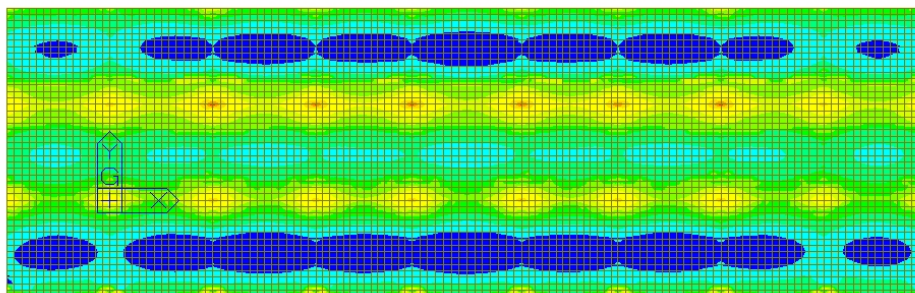




Figura 4.43: inviluppo STR: forza Myy

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO MXY:

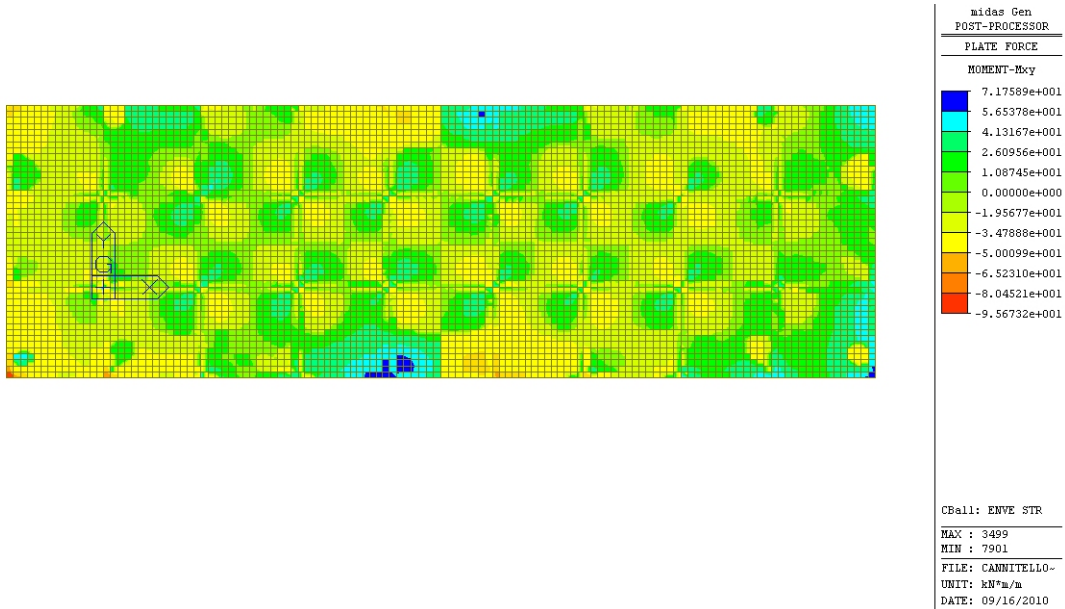


Figura 4.44: involuppo STR: forza Mxy

4.6.2 Inviluppo combinazioni GEO

Dato che l'impiego delle combinazioni di tipo GEO è utilizzato esclusivamente per il dimensionamento dei pali, nel seguito si riportano i digrammi delle sollecitazioni esclusivamente per gli elementi di tipo beam.

INVILUPPO Fx – AZIONE ASSIALE:

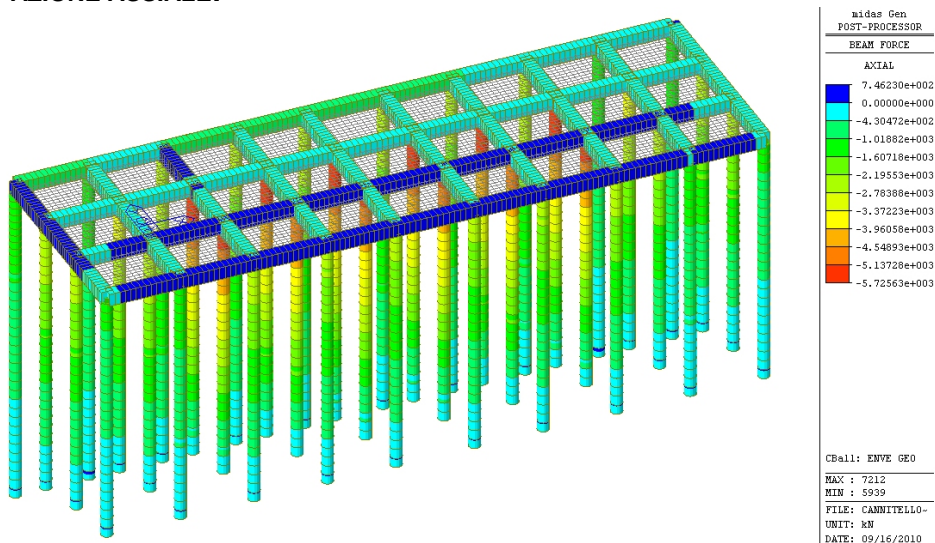




Figura 4.45: involuppo GEO: azione assiale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO Fy:

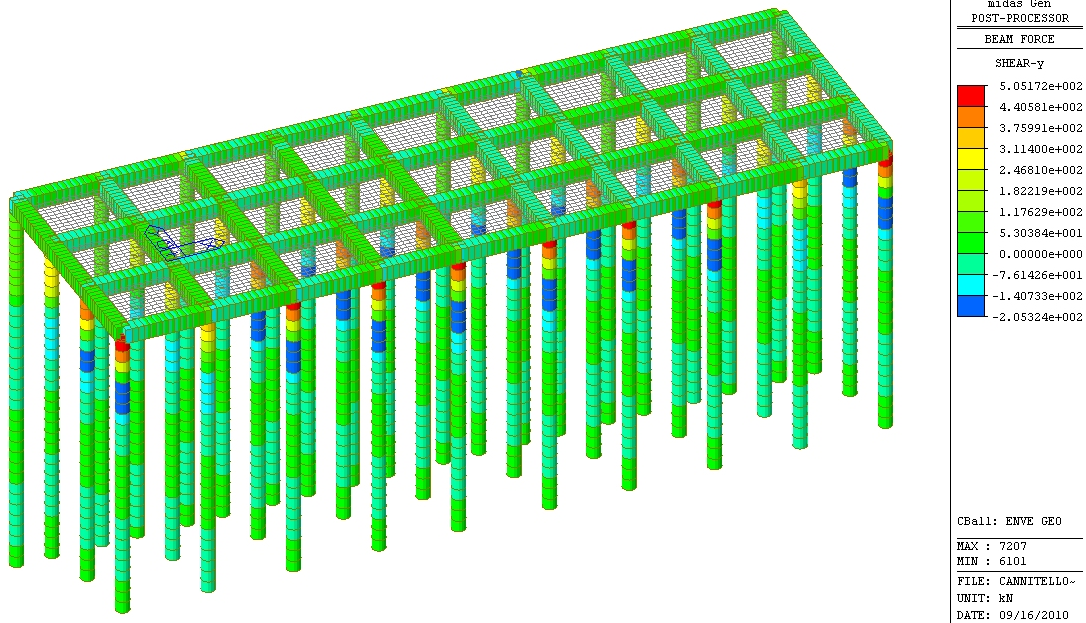


Figura 4.46: inviluppo GEO: azione tagliante in Y

INVILUPPO Fz:

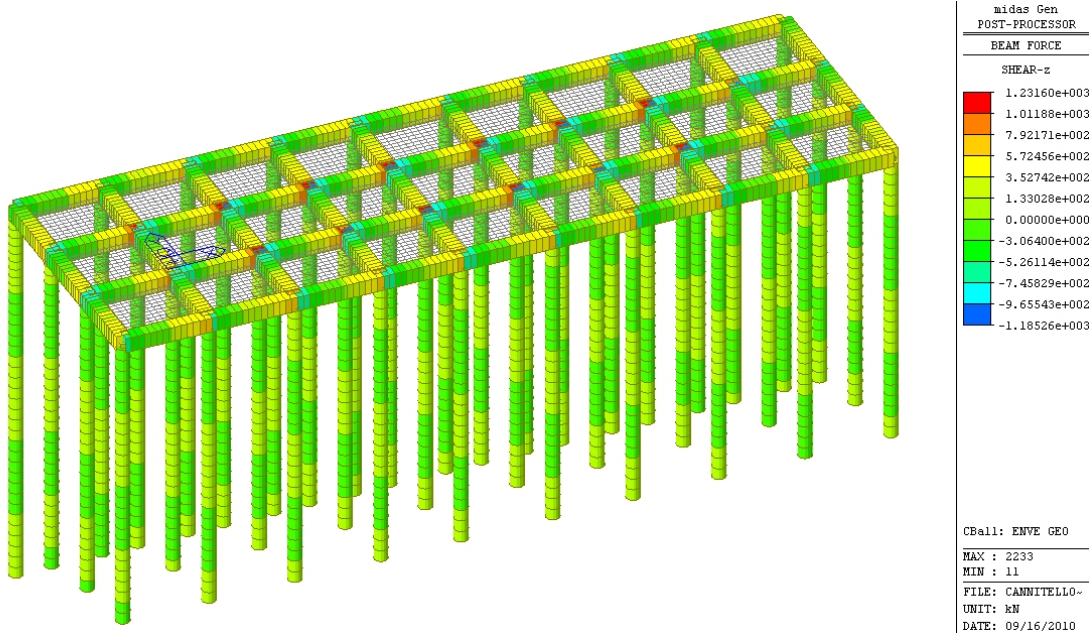


Figura 4.47: inviluppo GEO: azione tagliante in Z

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO Mx – MOMENTO TORCENTE:

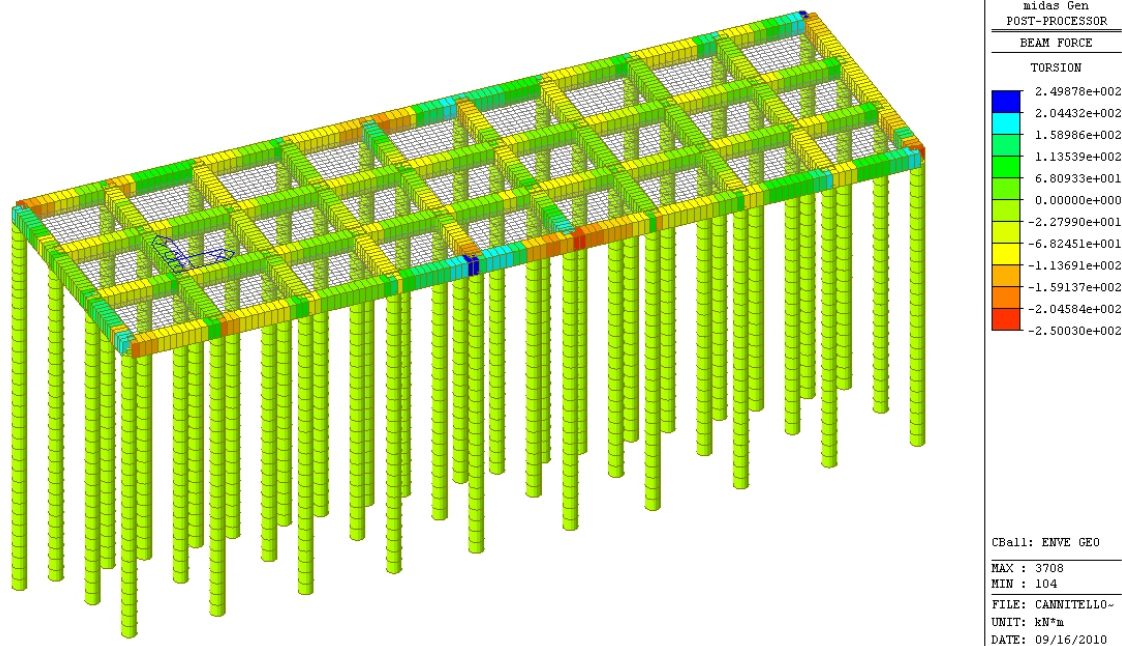


Figura 4.48: inviluppo GEO: azione torcente

INVILUPPO My:

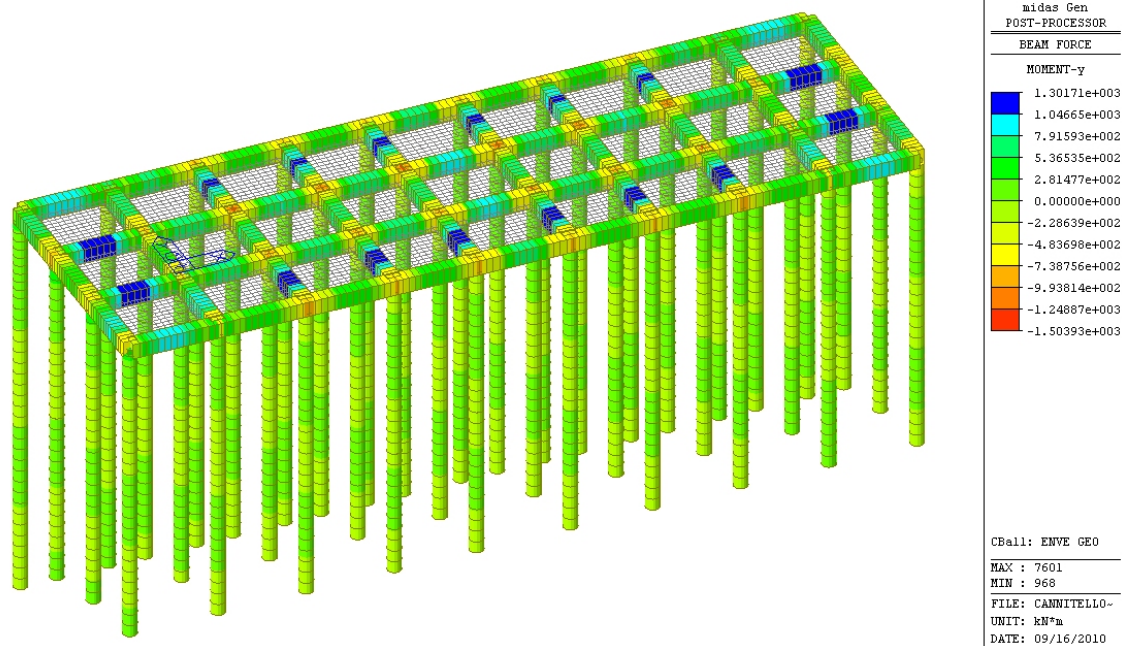




Figura 4.49: inviluppo GEO: azione flettente My

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO Mz:

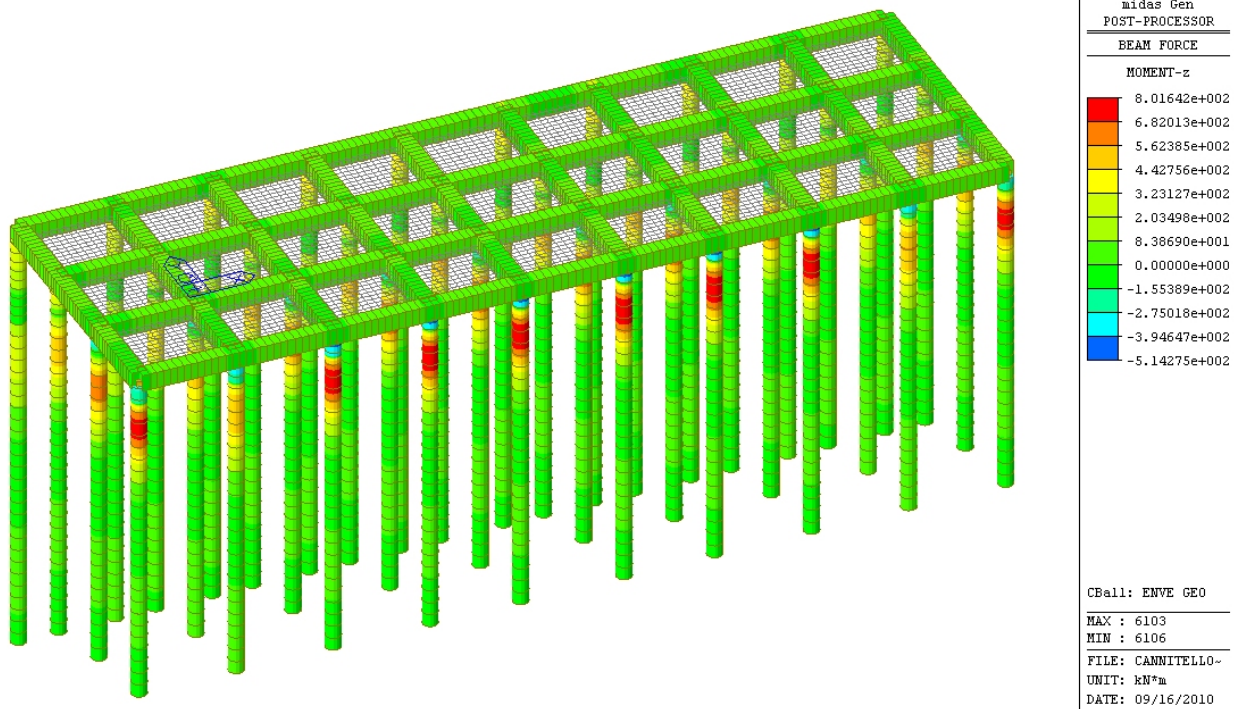


Figura 4.50: involuppo GEO: azione flettente My

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si eseguono nel seguito le verifiche agli Stati Limite Ultimi degli elementi strutturali dell'opera.

5.1 Dimensionamento dei pali di fondazione

La progettazione dei pali di fondazione viene eseguita in accordo alle NTC 2008.

Nel seguito si esegue la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi di collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali.

Per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza, è stato adottato l'Approccio 1,

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M1+R2).

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno è richiesta solo nei casi in cui l'opera di fondazione si trovi "su o in prossimità di pendii naturali o artificiali", per cui nel presente caso essa non è necessaria.

La valutazione del carico limite ultimo per rottura del terreno è stata effettuata sulla base delle prescrizioni contenute al § 6.4.3.1.1 delle NTC 2008.

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed R_d è il valore di progetto della resistenza del palo.

Il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni (E_d) viene definito mediante i coefficienti parziali di cui alla tabella 6.2.I dell'NTC 2008.

Il valore caratteristico della resistenza al carico assiale R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ_3 , ξ_4 riportati nella tabella 6.4.IV alle resistenze limite R_{cal} calcolate, secondo la relazione:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Nel caso presente, dato il numero considerevole di verticali indagate durante le diverse campagne di indagine, si assume $\xi_4 = 1,21$ e si farà riferimento alla sola resistenza minima.

La resistenza di progetto (R_d) si otterrà applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

parziale γ_R , assunto in accordo con la tabella 6.4.II delle NTC 2008.

La resistenza caratteristica in compressione è data dalla somma della capacità portante di base e laterale.

$$R_{c,k} = R_{kl} + R_{kb}$$

In trazione invece la capacità portante caratteristica corrisponde alla capacità portante laterale, perdendosi il contributo della capacità portante di base:

$$R_{t,k} = R_{kl}$$

Per la valutazione della capacità portante laterale si utilizza la seguente espressione:

$$R_{kl} = \tau \times A_l$$

Dove:

τ = aderenza laterale = $k \times \sigma'_{v0} \times \tan \delta$ (Burland 1973 per terreni granulari)

A_l = superficie laterale del palo

k = coefficiente di spinta orizzontale (variabile tra 0.5 e 0.7)

δ = angolo di attrito tra palo e terreno (variabile tra 0.8 e 1ϕ)

σ'_{v0} = stato di sforzo verticale efficace alla quota di riferimento

Nelle analisi di cui al seguito si è adottato $k=0.6$ e $\delta/\phi = 1$.

Il valore di aderenza laterale non cresce illimitatamente con la profondità, ma raggiunge un valore massimo che può essere stimato sulla base delle prove SPT (Fioravanti 1995) secondo le seguenti espressioni:

$$N_{spt} < 53 \text{ colpi/piede}; t_{max} = 2.97 \times N_{spt} \text{ (kPa)}$$

$$N_{spt} > 53 \text{ colpi/piede}; t_{max} = 157 + 0.34 \times (N_{spt} - 53) \text{ (kPa)}$$

Nelle analisi di cui al seguito si è assunto un profilo di N_{spt} crescente con la profondità (a partire da 30 colpi/piede a p.c.) con un tasso di crescita di $0.3N_{SPT}$ per metro (cioè 40 colpi/piede a -30m da p.c.) per tenere conto del graduale miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno con la profondità.

Per la valutazione della capacità portante di base in terreni granulari si utilizza la seguente espressione:

$$R_{kb} = q_b \times A_b$$



Dove:

q_b = portata unitaria di base = $N_q \times \sigma'_{v0}$

A_b = superficie di base del palo

$$N_q = 0.2347 \exp(0.1201 \times \phi) \text{ (Berezantzev, 1970)}$$

Analogamente alla portata laterale, anche la portata di base raggiunge un valore massimo,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

stimabile con la seguente relazione:

$$N_{spt} < 60 \text{ colpi/piede}; q_{bmax} = 66.67 \times N_{spt} \text{ (kPa)}$$

$$N_{spt} > 60 \text{ colpi/piede}; q_{bmax} = 4000 \text{ (kPa)}$$

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti figure.

Capacità portante di progetto in compressione

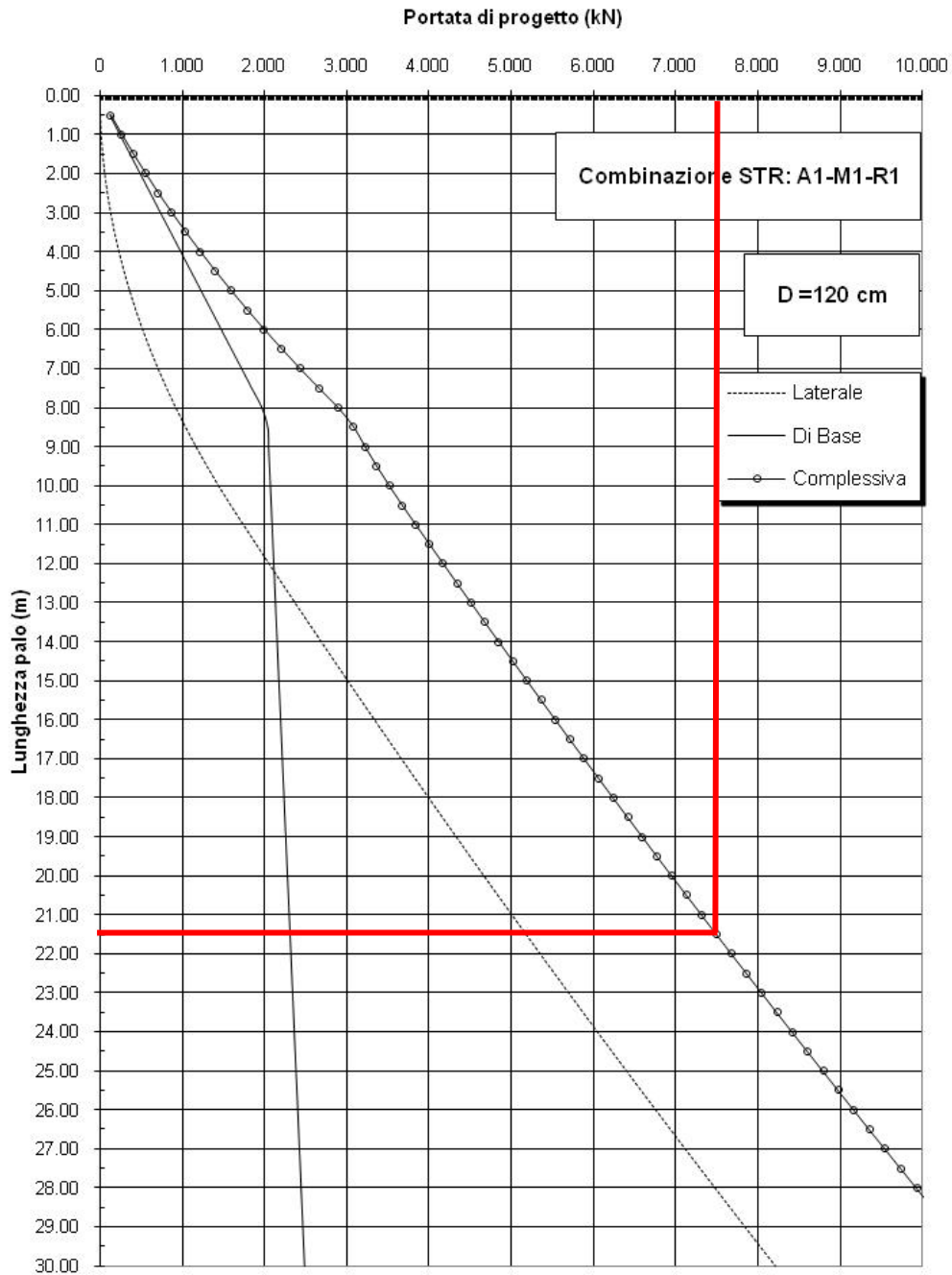




Figura 5.1: capacità portante in compressione A1-M1-R1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Capacità portante di progetto in trazione

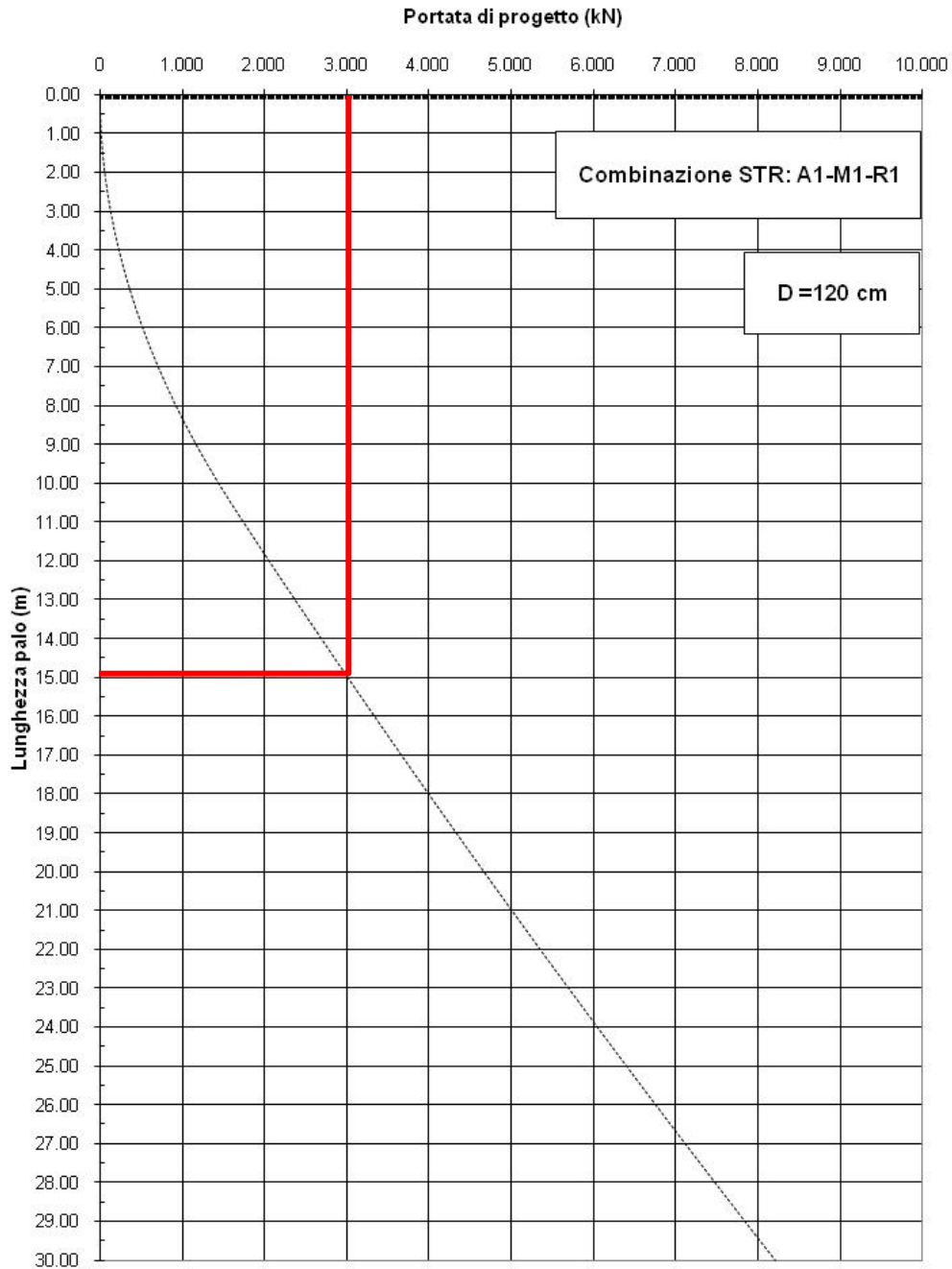


Figura 5.2: capacità portante in trazione A1-M1-R1

Capacità portante di progetto in compressione

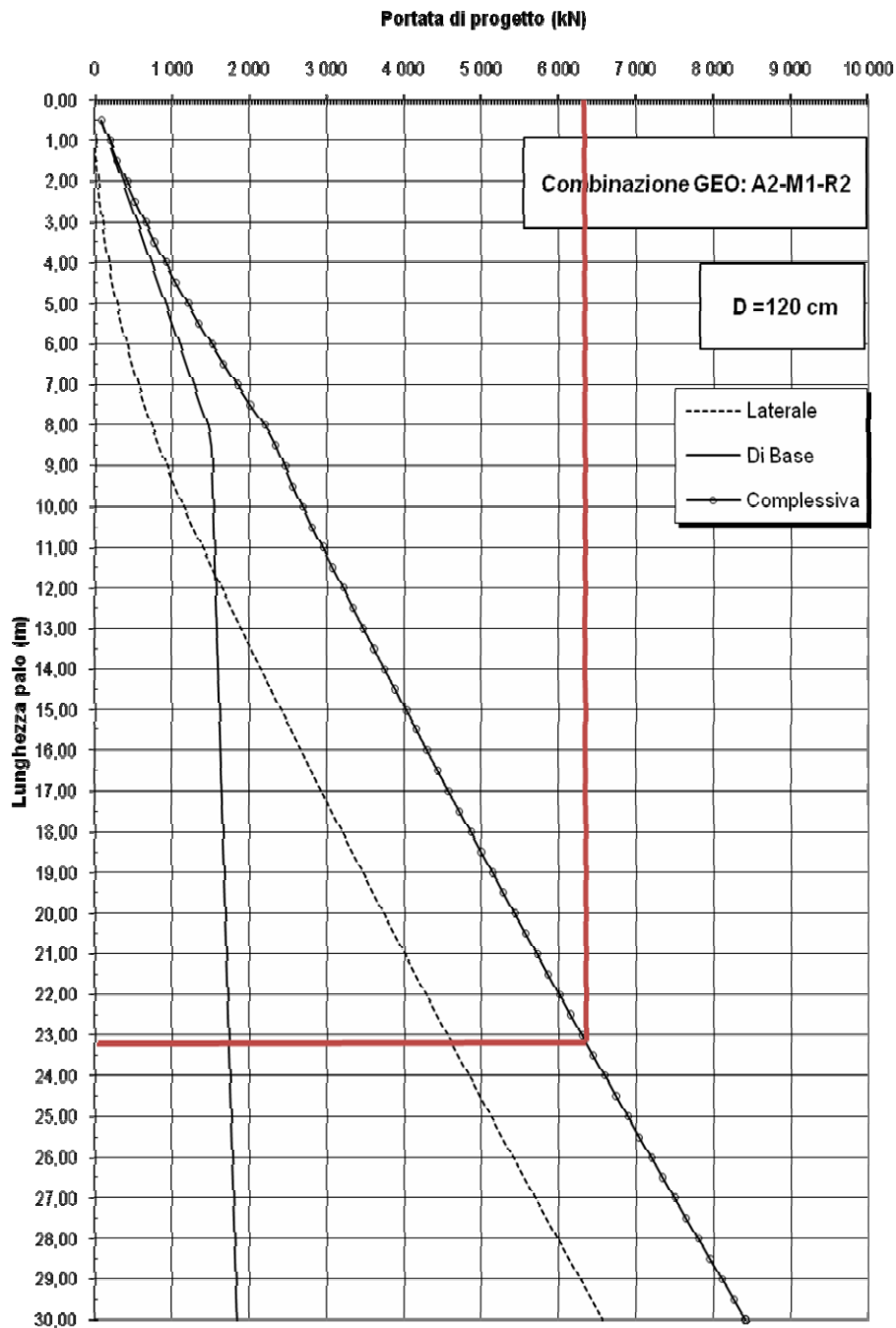




Figura 5.3: capacità portante in compressione A2-M1-R2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Capacità portante di progetto in trazione

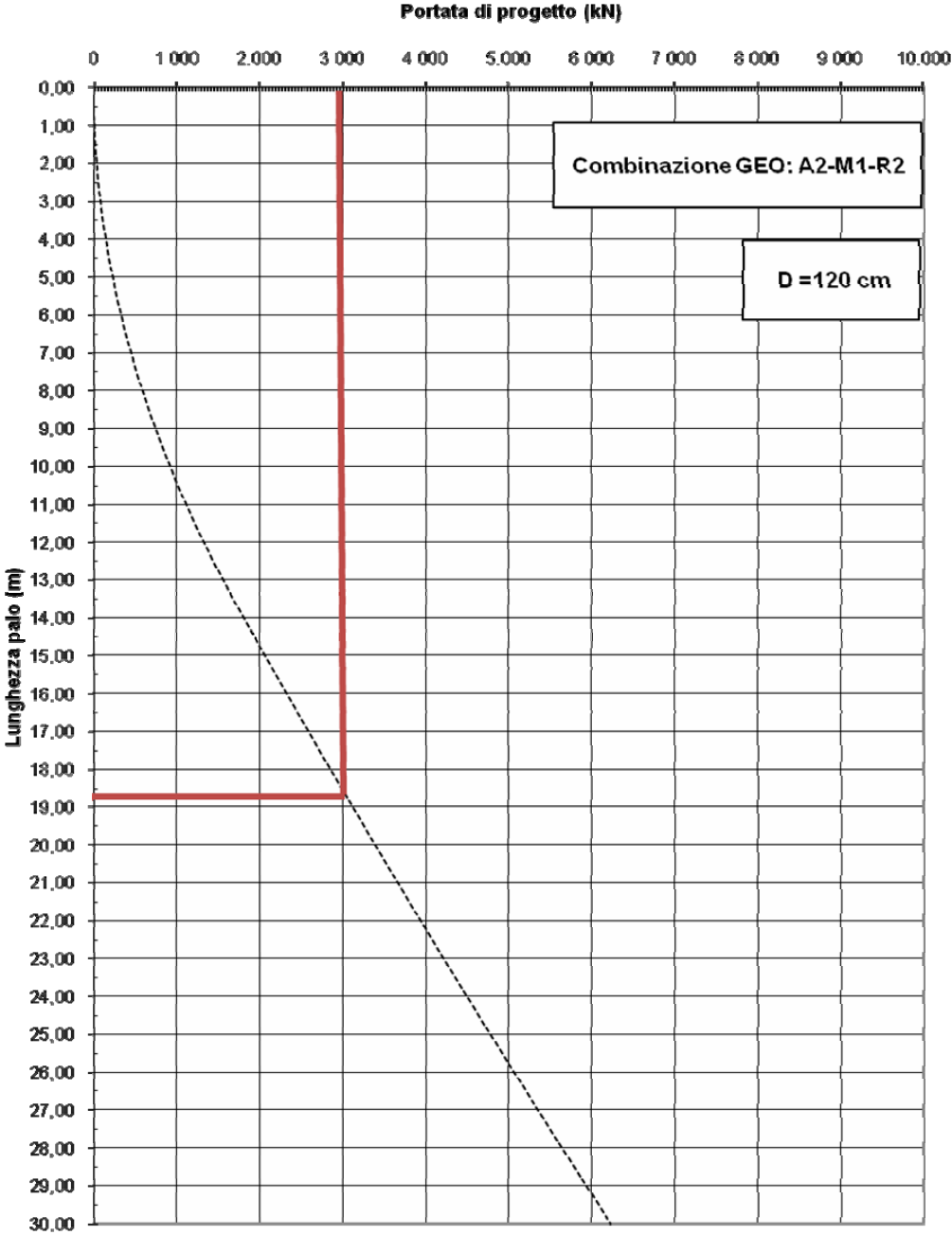


Figura 5.4: capacità portante in trazione A2-M1-R2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Data la spaziatura tra i pali superiore a 3-4 diametri, non sono attesi effetti di gruppo che potrebbero dar luogo a una riduzione della capacità portante verticale.

Per determinare la profondità di infissione necessaria si riportano le sollecitazioni assiali massime in condizioni STR e GEO ottenute dal modello agli elementi finiti:

Combinazione 1 STR: $N_{comp} = - 7552 \text{ kN}$

$$N_{traz} = 3004 \text{ kN}$$

Combinazione 2 GEO: $N_{comp} = - 6292 \text{ kN}$

$$N_{traz} = 3004 \text{ kN}$$

Come richiesto dalle NTC 2008, all'interno dei carichi sopra riportati è compreso il peso proprio del palo moltiplicato per il coefficiente di combinazione opportuno.

La combinazione dimensionante risulta essere la A2-M1-R2, per cui la penetrazione del palo minima è pari circa a 23,5 m, adottano prudenzialmente pali di lunghezza 29,00 m.

5.1.1 Verifica a pressoflessione

Si eseguono le verifiche a pressoflessione relativamente alle massime sollecitazioni risultanti dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR.

La sezione oggetto di verifica ha:

- dimensioni
 - diametro 120 cm
- armatura
 - diffusa 35 Φ 26 \rightarrow (Φ 26/10 cm)

VERIFICA DELL'ARMATURA MINIMA:

$$A_{sl} = 35 \Phi 26 = 18585 \text{ mm}^2 > 0,10 N_{ed}/f_{yd} = 0,10 \cdot 6880 \cdot 1000 / 391,3 = 1758 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} = 35 \Phi 26 = 18585 \text{ mm}^2 > 0,003 A_c = 4680 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 18585 \text{ mm}^2 < 0,04 A_c = 62400 \text{ mm}^2$$

Nella tabella seguente si riassumono le massime e minime sollecitazioni flettenti STR e la massima trazione STR derivanti dagli involuppi riportati in precedenza e impiegate nella verifica dell'elemento.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

COMBINAZIONE	N	M _y	M _z	M(*)
	KN	KNm	KNm	KNm
-SIS -PY (Mzmax)	-802	-503	1673	1747
-SIS -PY (Mzmin)	56	473	1659	1725
-SIS -PX (Mymax)	-1116	1543	801	1739
-SIS -PX (Mymin)	-930	-1557	779	1741
ECC (Nmax)	3004	1451	1503	2089

Tabella 5.1 Combinazioni significative

(*)sollecitazione flettente risultante dalla combinazione di M_y M_z

Nel seguito si riportano le verifiche a pressoflessione per le combinazioni più sfavorevoli (evidenziate in tabella) e i relativi domini di rottura, da cui emerge che la sezione è verificata.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

COMBINAZIONE Mz MAX

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: PALO C1

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 35

Diametro barre: 2,6 [cm]

Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 802 kN

M_{xEd}: 1747 kNm

M_{yEd}: 0

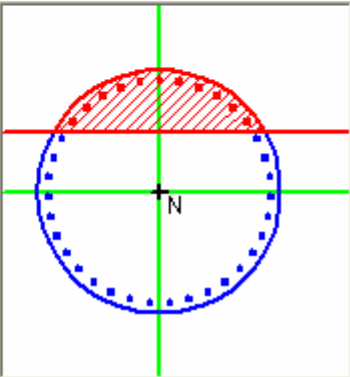
P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato



Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} : 67,5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} : 3,5 ‰
E_s : 200.000 N/mm ²	f_{cd} : 19,83
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0,8
ϵ_{syd} : 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 13,5
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0,8
	τ_{c1} : 2,257

M_{xRd}: 3.621 kN m

σ_c : -19,83 N/mm²

σ_s : 391,3 N/mm²

ϵ_c : 3,5 ‰

ϵ_s : 9,432 ‰

d: 114,8 cm

x: 31,07 x/d: 0,2707

δ : 0,7783

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione



Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

L_o: 0 cm

Precompresso

Figura 5.5: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

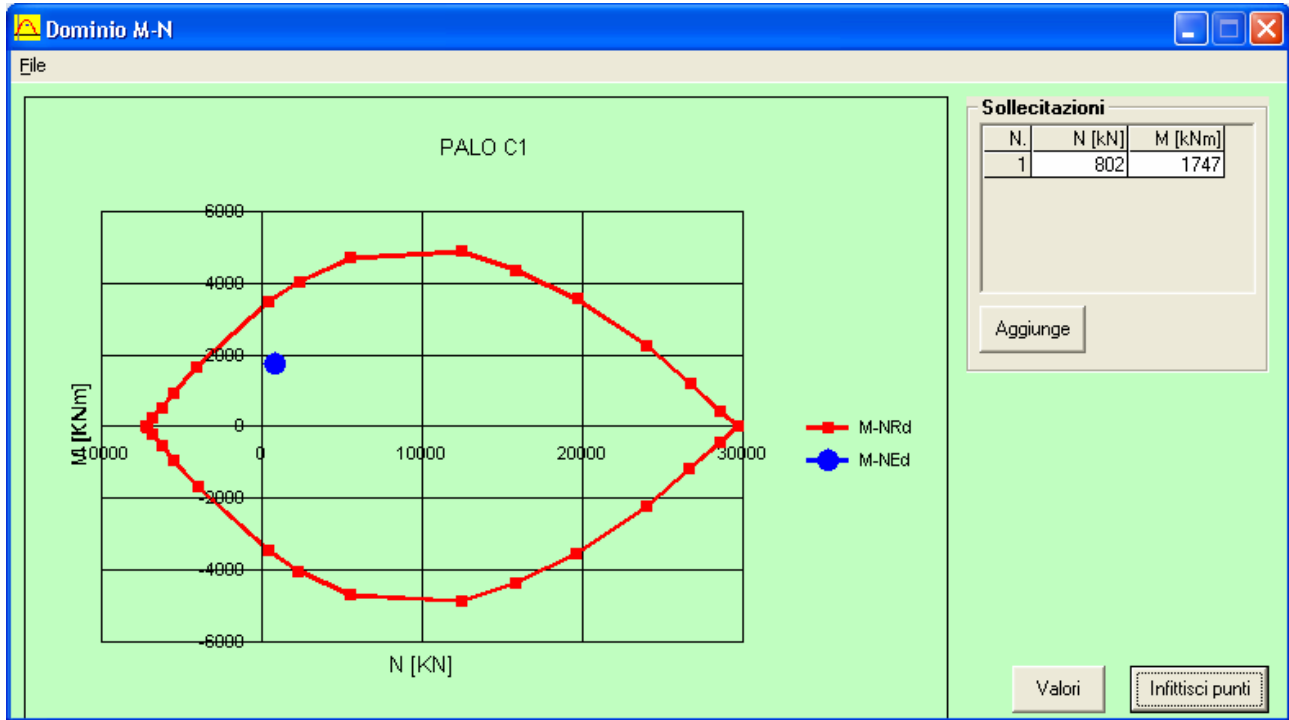


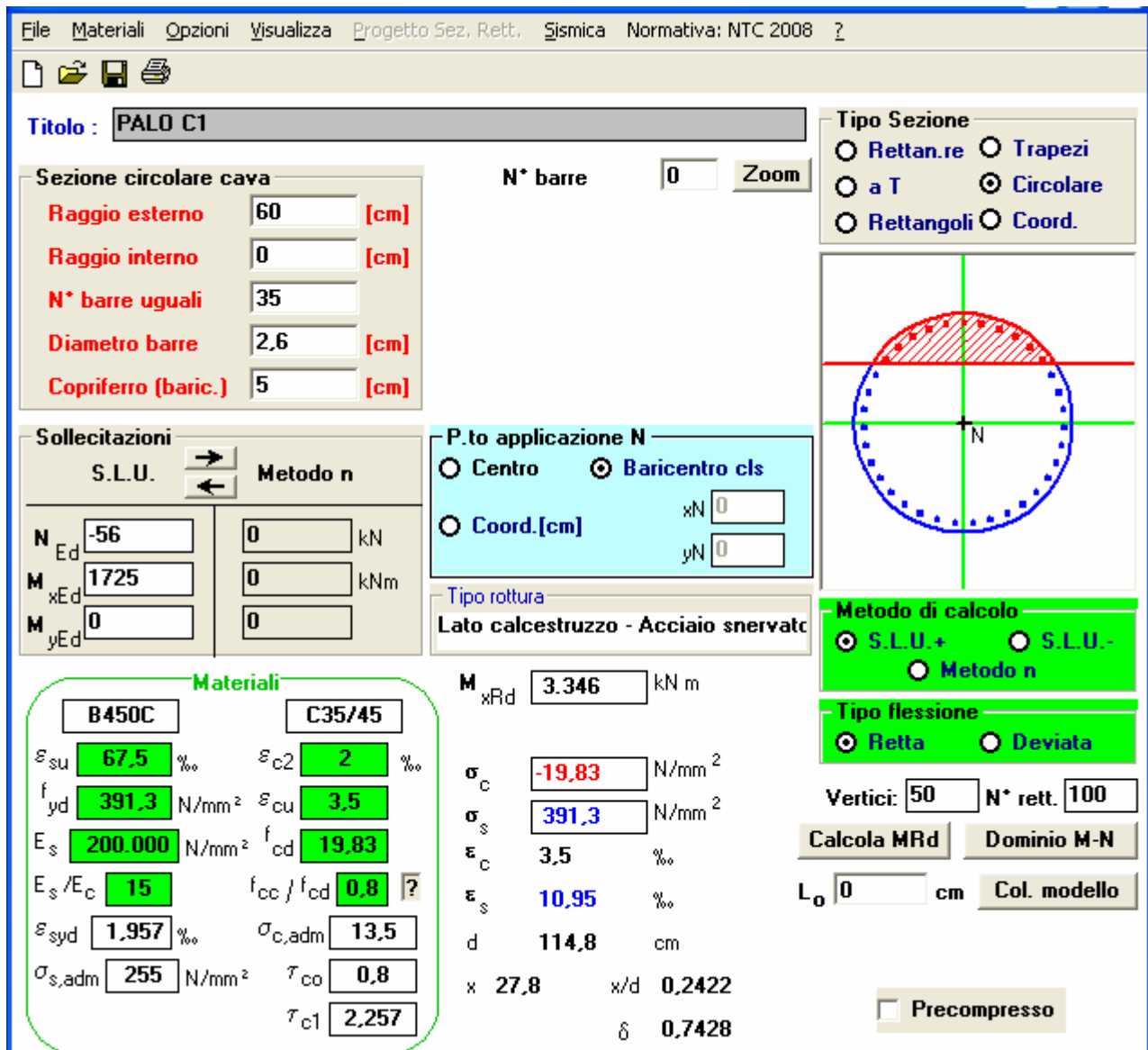


Figura 5.6: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CZ0054_F0-NON.doc

COMBINAZIONE Mz MIN



Titolo: PALO C1

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 35
- Diametro barre: 2,6 [cm]
- Copriferro (baric.): 5 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -56 kN

M_{xEd}: 1725 kNm

M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C

- ϵ_{su} : 67,5 ‰
- f_{yd} : 391,3 N/mm²
- E_s : 200.000 N/mm²
- E_s/E_c : 15
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²

C35/45

- ϵ_{c2} : 2 ‰
- ϵ_{cu} : 3,5 ‰
- f_{cd} : 19,83
- f_{cc}/f_{cd} : 0,8
- $\sigma_{c,adm}$: 13,5
- τ_{co} : 0,8
- τ_{c1} : 2,257

Calcolo

M_{xRd}: 3.346 kN m

σ_c : -19,83 N/mm²

σ_s : 391,3 N/mm²

ϵ_c : 3,5 ‰

ϵ_s : 10,95 ‰

d: 114,8 cm

x: 27,8 x/d: 0,2422

δ : 0,7428

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N



L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 5.7: verifica a pressoflessione

Figura 5.8: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

COMBINAZIONE N MIN

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : PALO C1

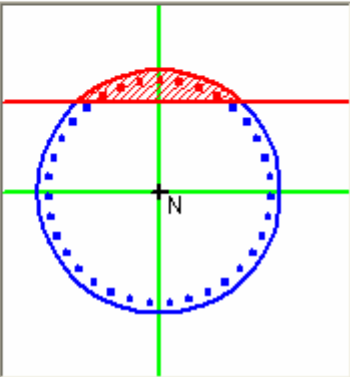
Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 35
Diametro barre: 2,6 [cm]
Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -3004 0 kN
M_{xEd}: 2089 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} : 67,5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} : 3,5 ‰
E_s : 200.000 N/mm ²	f_{cd} : 19,83
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0,8
ϵ_{syd} : 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 13,5
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0,8
	τ_{c1} : 2,257

M_{xRd}: 2.182 kN m

σ_c : -19,83 N/mm²

σ_s : 391,3 N/mm²

ϵ_c : 3,5 ‰



ϵ_s : 21,06 ‰

d: 114,8 cm

x: 16,35 x/d: 0,1425

δ : 0,7

Figura 5.9: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

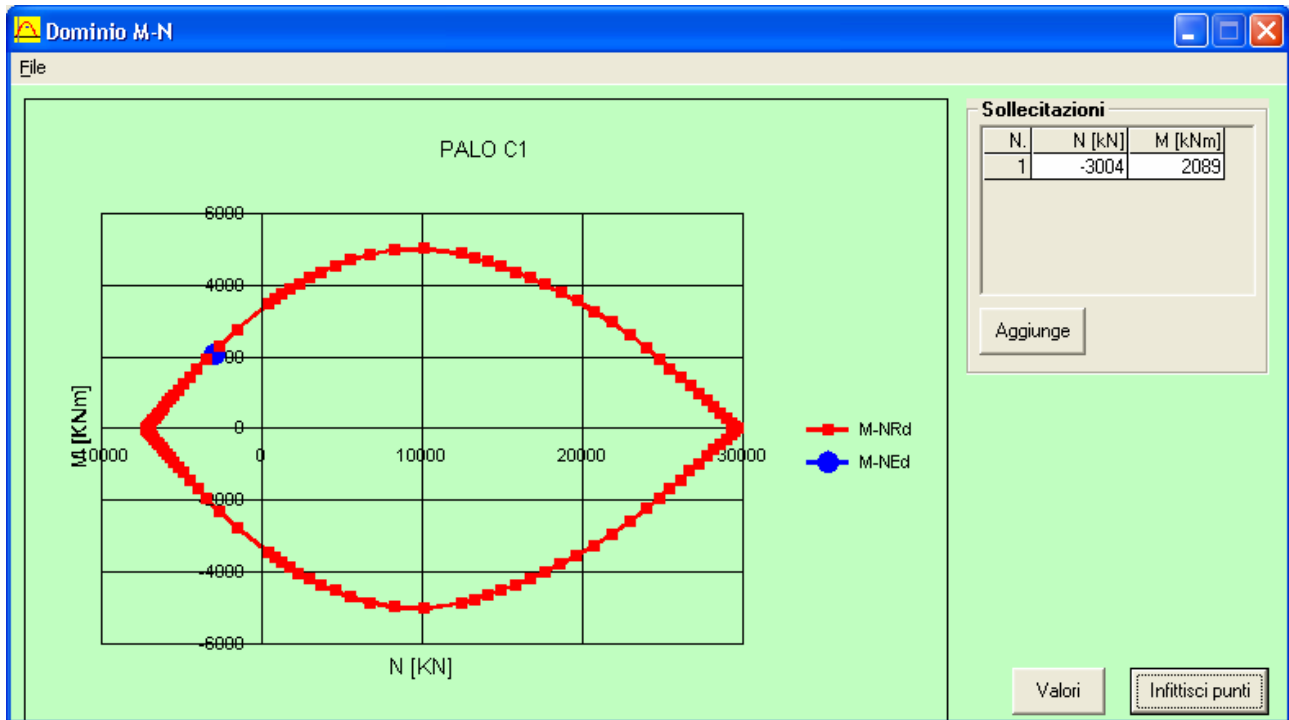


Figura 5.10: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

5.1.2 Verifica a taglio

Nel seguito si esegue la verifica di resistenza nei confronti delle azioni taglianti relativamente alle massime sollecitazioni risultanti dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR.

La sezione oggetto di verifica ha:

- dimensioni
 - diametro 120 cm
- armatura longitudinale:
 - diffusa 35 Φ 26 \rightarrow (Φ 26/10 cm)
- armatura trasversale elica Φ 14 /10cm

VERIFICA DELL'ARMATURA MINIMA:

$$s = 100 \text{ mm} < 12 \cdot 26 = 312 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow s = 100 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

$$\Phi 14 > 6 \text{ mm}$$

$$\Phi 14 > 26 / 4 = 6,5 \text{ mm}$$

La massima sollecitazione tagliante allo Stato Limite Ultimo STR è relativa alla combinazione SIS-PX:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$V_{sd,z} = -1081 \text{ kN} \quad V_{sd,y} = 664 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad V_{sd} = \sqrt{V_{sd,y}^2 + V_{sd,z}^2} \approx 1267 \text{ kN};$$

Nel seguito si riportano le verifiche a taglio eseguite secondo quanto prescritto nelle NTC 2008.

VERIFICA A TAGLIO		
V_{Sd}	kN	1268,00
k		1,434
f _{ck}	N/mm ²	35
v _{min}	N/mm ²	0,355
D	mm	1200
h	mm	1063
d	mm	1063
ρ ₁		0,016 (≤0,02)
A _{sl}	mm ²	18585
b _w	mm	1063
N _{Ed}	N	0 prudenzialmente
A _c	mm ²	1130973
σ _{cp}	N/mm ²	0
α _c		1,00 prudenzialmente
f' _{cd}	N/mm ²	9,92
α	°	70
θ	°	45
f _{yd}	N/mm ²	391,3
A _{sw}	mm ²	308
s	mm	100
V_{Rcd}	kN	8721
V_{Rsd}	kN	1478
V_{Rd}	kN	1478,50 ≥ V _{Sd}
V_{APP}	kN	6834 ≥ V _{Sd}

Tabella 5.2 Verifica a taglio

La verifica risulta quindi soddisfatta.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.2 Verifica delle travi

Nel seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e alle sollecitazioni di taglio e torsione delle travi costituenti il graticcio.

5.2.1 Verifica a pressoflessione

Si eseguono le verifiche a pressoflessione relativamente alle massime sollecitazioni risultanti dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR.

La sezione oggetto di verifica ha:

- dimensioni

base	120 cm
altezza	130 cm
- armatura

primo strato superiore	10Φ24
primo strato inferiore	10Φ24
laterale	5Φ24+ 5Φ24

VERIFICA DELL'ARMATURA MINIMA:

$$A_{sl} = 30 \Phi 24 = 13560 \text{ mm}^2 > 0,26 f_{ctm} / f_{yk} b d = 2804 \text{ mm}^2$$



$$A_{sl} = 13560 \text{ mm}^2 > 0,0013 A_c = 2018 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 13560 \text{ mm}^2 < 0,04 A_c = 62400 \text{ mm}^2$$

Nella tabella seguente si riassumono le massime e minime sollecitazioni flettenti STR a cui si è associata la massima trazione STR derivanti dagli involuppi riportati in precedenza e impiegate nella verifica dell'elemento.

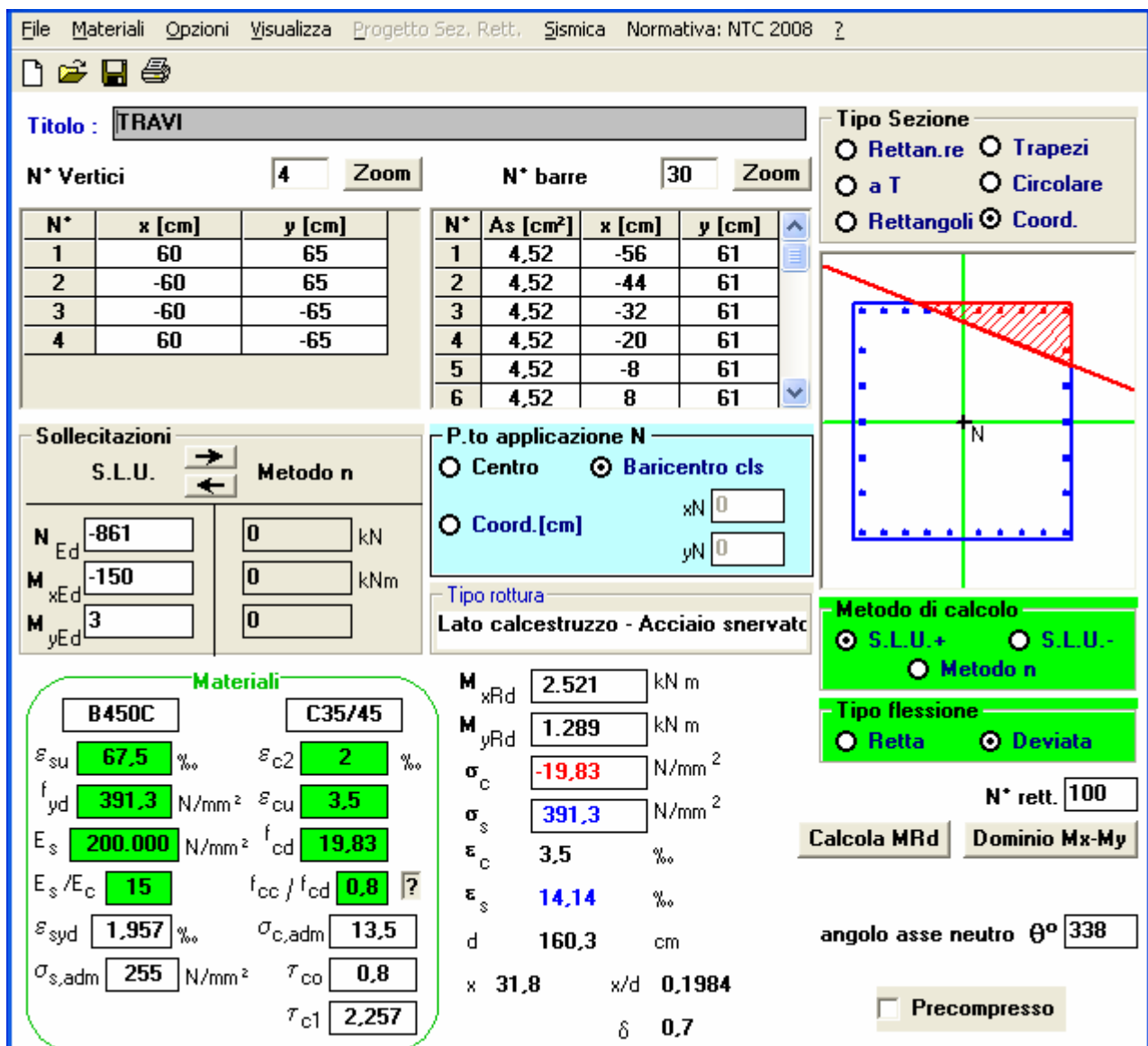
COMBINAZIONE	N	M _y	M _z
	KN	KNm	KNm
STR4 (Nmin)	861	-150	3
STR2 (M _y max)	-19	1567	2
STR2 (M _y min)	-173	-1814	-1
STR4 (M _z max)	-581	-411	166
STR5 (M _z min)	138	-1162	138

Tabella 5.3 Combinazioni significative

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

Nel seguito si riportano le verifiche a pressoflessione eseguite e i relativi domini di rottura, da cui emerge che la sezione è verificata per tutte le combinazioni.

COMBINAZIONE NMIN



Titolo: TRAVI

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 30 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	60	65
2	-60	65
3	-60	-65
4	60	-65

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,52	-56	61
2	4,52	-44	61
3	4,52	-32	61
4	4,52	-20	61
5	4,52	-8	61
6	4,52	8	61

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}	-861	0	kN
M_{xEd}	-150	0	kNm
M_{yEd}	3	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 19,83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,8
	τ_{c1} 2,257

M_{xRd}	2.521	kN m
M_{yRd}	1.289	kN m
σ_c	-19,83	N/mm²
σ_s	391,3	N/mm²
ϵ_c	3,5	‰
ϵ_s	14,14	‰
d	160,3	cm
x	31,8	x/d 0,1984
	δ	0,7

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 338

Precompresso

Figura 5.11: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CZ0054_F0-NON.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

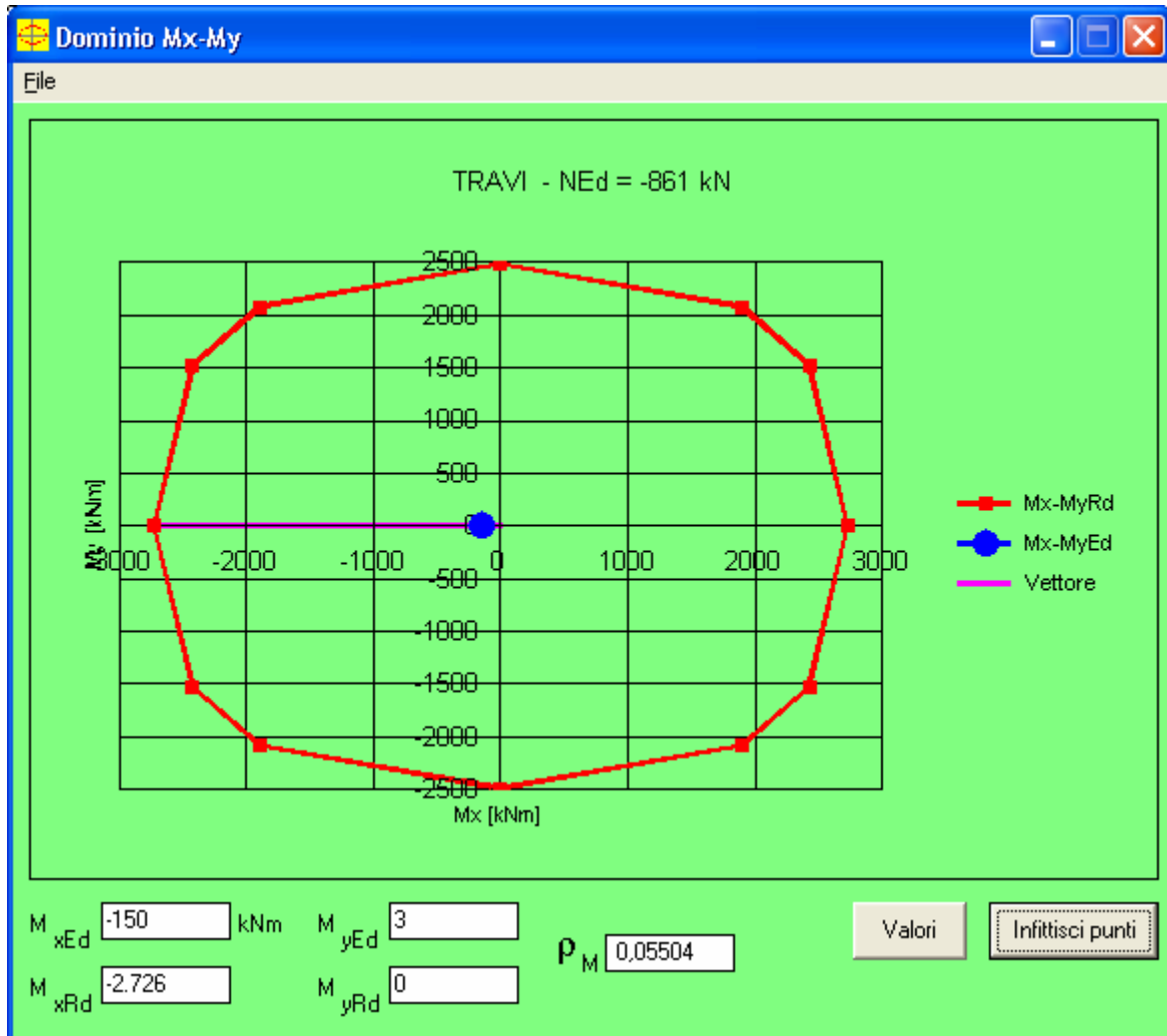


Figura 5.12: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

COMBINAZIONE MY MAX

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: TRAVI

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 30 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	60	65
2	-60	65
3	-60	-65
4	60	-65

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,52	-56	61
2	4,52	-44	61
3	4,52	-32	61
4	4,52	-20	61
5	4,52	-8	61
6	4,52	8	61

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 19 0 kN
 M_{xEd} 1567 0 kNm
 M_{yEd} 2 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 359



Precompresso

Materiali

B450C C35/45
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 3.247 kN m
 M_{yRd} 91,69 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 37,15 ‰
 d 128 cm
 x 11,02 x/d 0,08609
 δ 0,7

Figura 5.13: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CZ0054_F0-NON.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

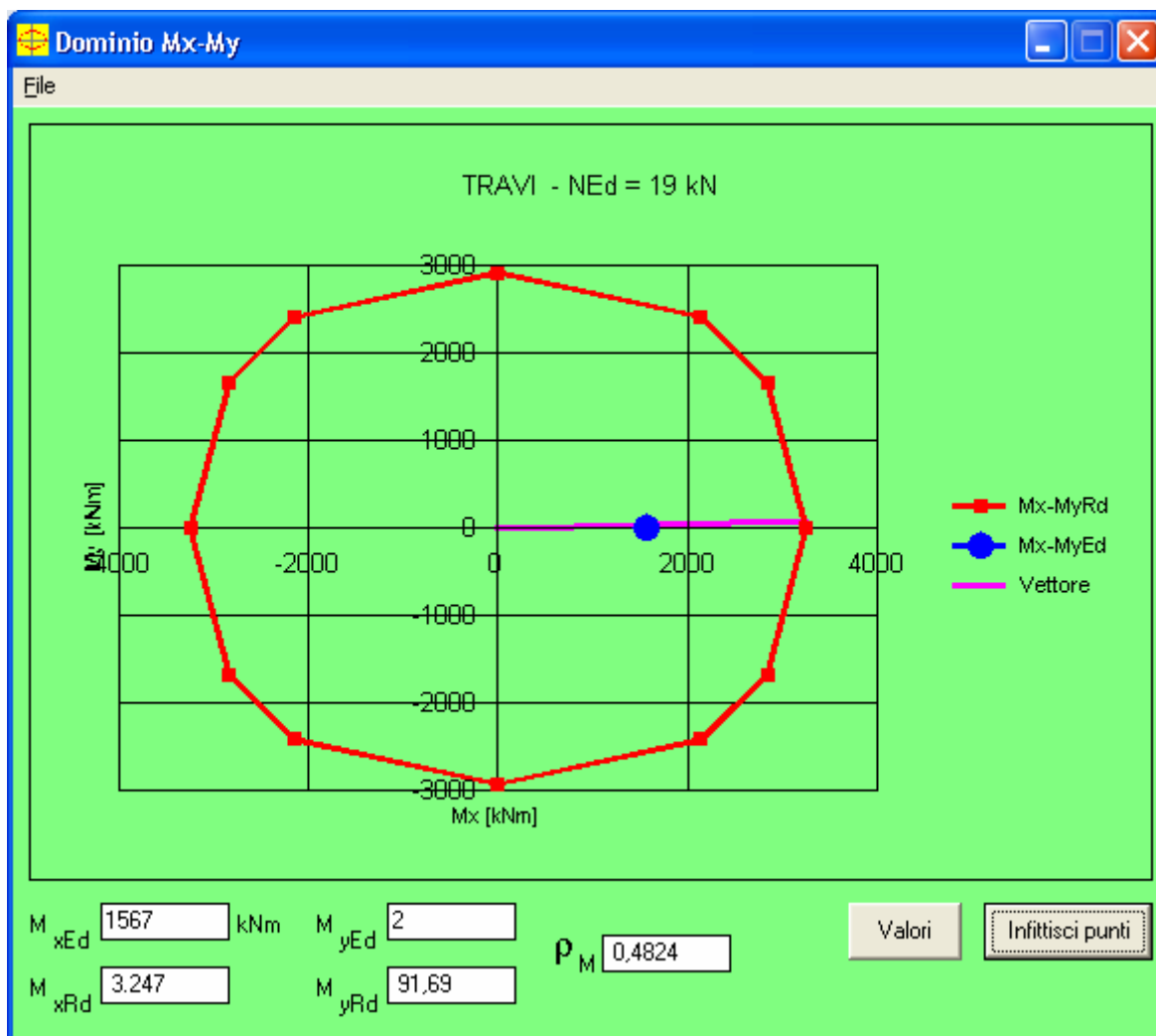




Figura 5.14: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

COMBINAZIONE MY MIN

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

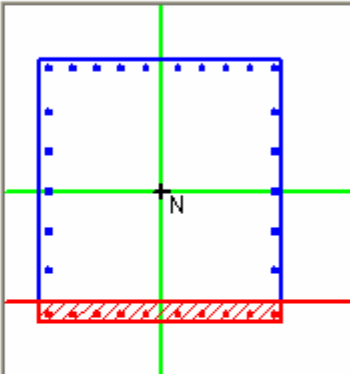
Titolo: TRAVI

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 30 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	60	65
2	-60	65
3	-60	-65
4	60	-65

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,52	-56	61
2	4,52	-44	61
3	4,52	-32	61
4	4,52	-20	61
5	4,52	-8	61
6	4,52	8	61

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	173	0	kN
M _{xEd}	-1814	0	kNm
M _{yEd}	-1	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 19,83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,8
	τ_{c1} 2,257

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 180

Precompresso

M _{xRd}	-3.338	kN m
M _{yRd}	0	kN m
σ_c	-19,83	N/mm ²
σ_s	391,3	N/mm ²
ϵ_c	3,5	‰
ϵ_s	40,38	‰
d	126	cm
x	10,05	x/d 0,07976
		δ 0,7

Figura 5.15: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CZ0054_F0-NON.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

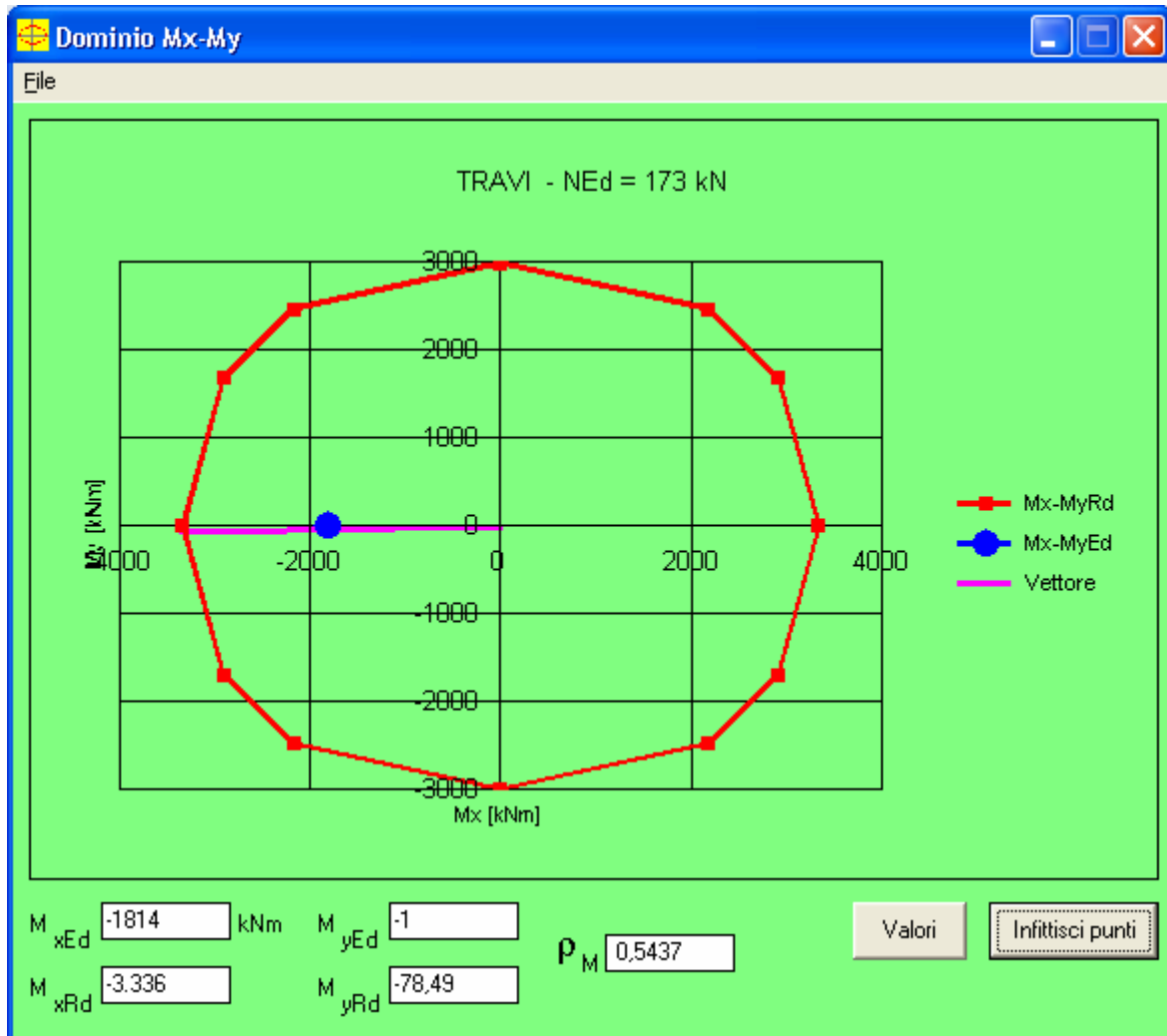




Figura 5.16: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc

COMBINAZIONE Mz MAX

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: TRAVI

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 30 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	60	65	1	4,52	-56	61
2	-60	65	2	4,52	-44	61
3	-60	-65	3	4,52	-32	61
4	60	-65	4	4,52	-20	61
			5	4,52	-8	61
			6	4,52	8	61

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	581	0	kN
M _{xEd}	-411	0	kNm
M _{yEd}	166	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 19,83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,8
	τ_{c1} 2,257

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 359

Precompresso

M _{xRd}	3.566	kN m
M _{yRd}	51,92	kN m
σ_c	-19,83	N/mm²
σ_s	391,3	N/mm²
ϵ_c	3,5	‰
ϵ_s	29,95	‰
d	128	cm
x	13,39	x/d 0,1046
		δ 0,7

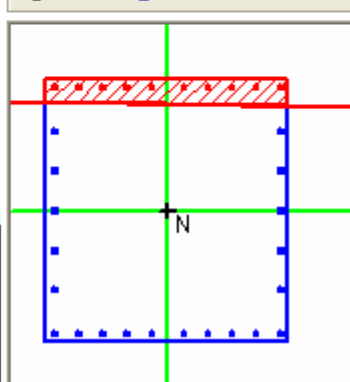




Figura 5.17: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

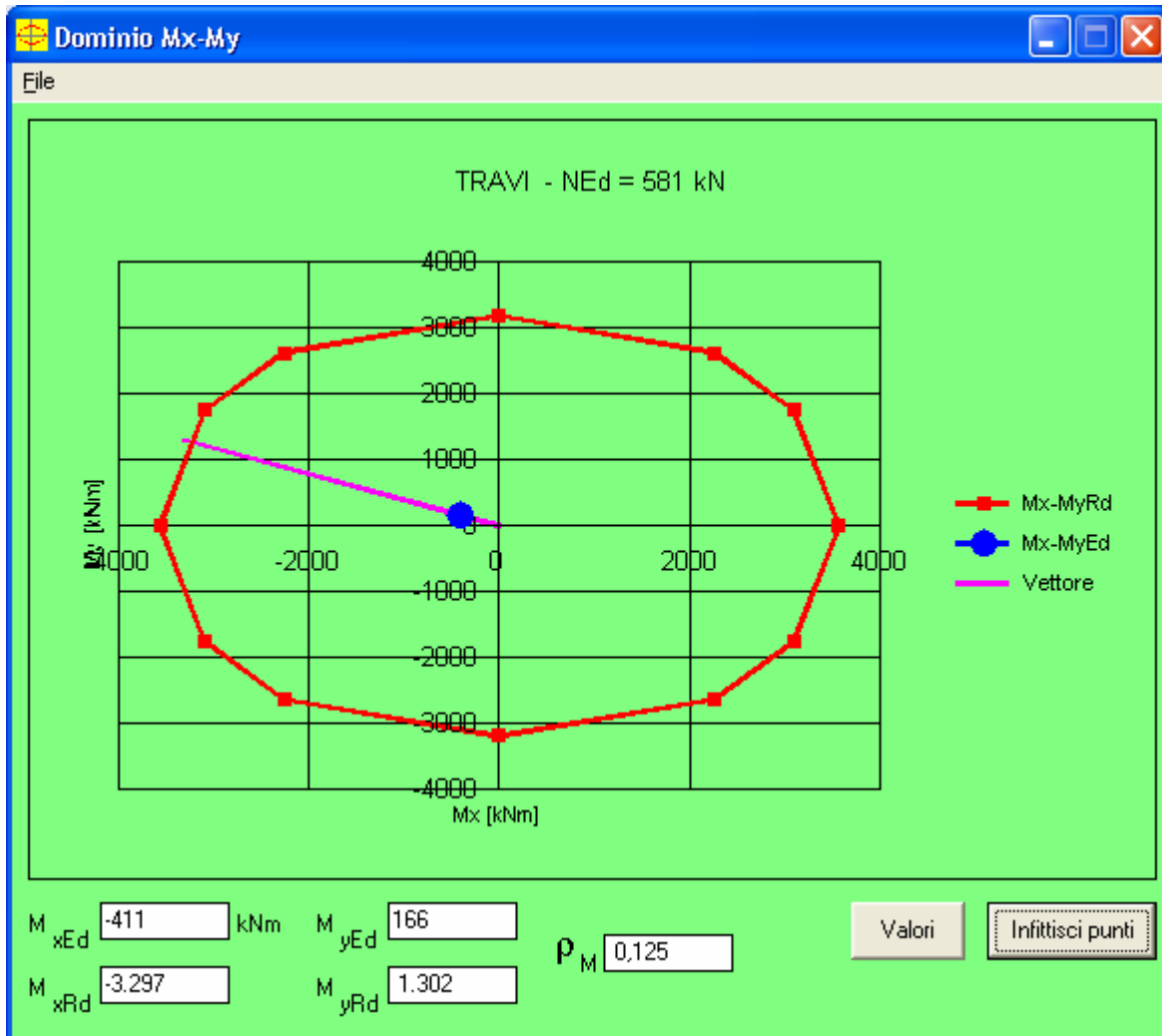




Figura 5.18: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc

COMBINAZIONE Mz MIN

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: TRAVI

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	60	65	1	4,52	-56	61
2	-60	65	2	4,52	-44	61
3	-60	-65	3	4,52	-32	61
4	60	-65	4	4,52	-20	61
			5	4,52	-8	61
			6	4,52	8	61

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C35/45**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m

M_{yRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata



N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Figura 5.19: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

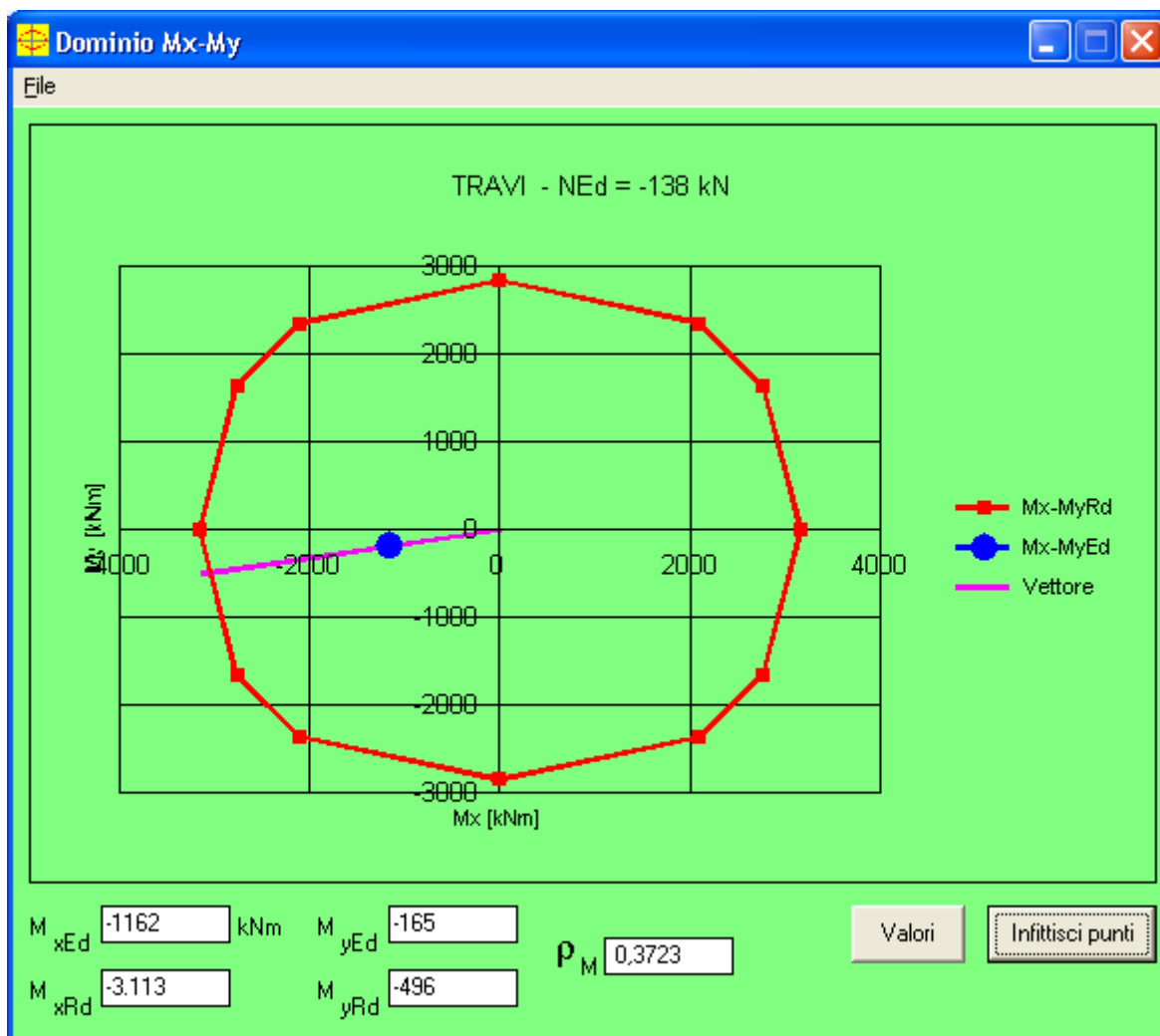


Figura 5.20: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.2.2 Verifica a taglio

Nel seguito si esegue la verifica di resistenza nei confronti delle azioni taglianti relativamente alle massime sollecitazioni risultanti dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR.

La sezione oggetto di verifica ha:

- dimensioni

base	120 cm
altezza	130 cm
- armatura longitudinale

primo strato superiore	10Φ24
primo strato inferiore	10Φ24
laterale	5Φ24+ 5Φ24
- armatura trasversale

bracci in direzione y	2
bracci in direzione z	4

VERIFICA DELL'ARMATURA MINIMA:

$$s = 100 \text{ mm} < 333 \text{ mm}$$

$$\Phi s = 100 \text{ mm} < 0,8 d = 928 \text{ mm}$$

$$A_s = 4520 \text{ mm}^2/\text{m} > 1,5 b = 1950 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 2260 \text{ mm}^2/\text{m} > 1,5 b = 1800 \text{ mm}^2$$

Le massime sollecitazioni taglianti allo Stato Limite Ultimo STR derivanti dagli involuppi riportati in precedenza e impiegate nella verifica dell'elemento sono:

$$V_{sd,z} = 1482 \text{ kN} \rightarrow \text{STR 1}$$

$$V_{sd,y} = 202 \text{ kN} \rightarrow \text{STR4}$$

Nel seguito si riportano le verifiche a taglio eseguite secondo quanto prescritto nelle NTC 2008.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

VERIFICA A TAGLIO : $V_{sd}=V_z$				VERIFICA A TAGLIO : $V_{sd}=V_y$			
ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO				ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO			
V_{sd} kN	1482,00			V_{sd} kN	202,00		
k	1,415			k	1,398		
f_{ck} N/mm ²	35			f_{ck} N/mm ²	35		
v_{min} N/mm ²	0,349			v_{min} N/mm ²	0,342		
h mm	1200			h mm	1300		
d mm	1160			d mm	1260		
ρ_1	0,009	($\leq 0,02$)		ρ_1	0,009	($\leq 0,02$)	
A_{sl} mm ²	13560			A_{sl} mm ²	13560		
b_w mm	1300			b_w mm	1200		
N_{Ed} N	0	prudenzialmente		N_{Ed} N	0	prudenzialmente	
A_c mm ²	1560000			A_c mm ²	1560000		
σ_{cp} N/mm ²	0			σ_{cp} N/mm ²	0		
V_{Rd} kN	808,57	\geq	525,706	V_{Rd} kN	800,37	\geq	517,732
ELEMENTI CON ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO				ELEMENTI CON ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO			
α_c	1,00	prudenzialmente		α_c	1,00	prudenzialmente	
f'_{cd} N/mm ²	9,92			f'_{cd} N/mm ²	9,92		
α °	90			α °	90		
θ °	45			θ °	45		
f_{yd} N/mm ²	391,3			f_{yd} N/mm ²	391,3		
A_{sw} mm ²	452			A_{sw} mm ²	226		
s mm	100			s mm	100		
V_{Rcd} kN	6729			V_{Rcd} kN	6747		
V_{Rsd} kN	1846			V_{Rsd} kN	1003		
V_{Rd} kN	1846,50	$\geq V_{sd}$		V_{Rd} kN	1002,84		
V_{APP} kN	5306	$\geq V_{sd}$		V_{APP} kN	5306	$\geq V_{sd}$	

Tabella 5.4 Verifica a taglio

5.2.3 Verifica a torsione

Nel seguito si esegue la verifica di resistenza nei confronti delle azioni torcenti relativamente alle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

massime sollecitazioni risultanti dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR.



La sezione oggetto di verifica ha le caratteristiche riportate al paragrafo precedente, mentre le massime sollecitazioni torcenti allo Stato Limite Ultimo STR, derivanti dagli involuppi riportati in precedenza e impiegate nella verifica dell'elemento, sono:

$$T_{sd} = 493 \text{ kN} \rightarrow \text{-SIS PX}$$

Nel seguito si riportano le verifiche a torsione eseguite secondo quanto prescritto nelle NTC 2008.

VERIFICA A TORSIONE		
T_{Sd}	kNm	493,00
f _{ck}	N/mm ²	35
h	mm	1200
d	mm	1160
A _{sl}	mm ²	13560
b _w	mm	1300
A _c	mm ²	1560000
u	mm	5000
t	mm	312 ≥ 2d' = 80 mm
A	mm ²	1461600
u _m	mm	4840
f' _{cd}	N/mm ²	9,92
θ	°	45
f _{yd}	N/mm ²	391,3
A _{sw}	mm ²	226
s	mm	100
T_{Rcd}	kNm	4522
T_{Rsdl}	kNm	2585
T_{Rsd}	kNm	3205
T_{Rd}	kNm	2585,10 ≥ T_{Sd}

Tabella 5.5 Verifica a torsione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.2.4 Verifica a taglio – torsione

Nel seguito si esegue la verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni composte taglio - torsione relativamente alle massime sollecitazioni riportate risultanti dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR.

Con riferimento alle resistenze e alle sollecitazioni riportate nei due paragrafi precedenti nel seguito si riportano le verifiche a taglio - torsione eseguite secondo quanto prescritto nelle NTC 2008.

VERIFICA A TAGLIO TORSIONE ($V_{sd}=V_y$)		
V_{Sd}	kN	202,00
T_{Sd}	kNm	493,00
T_{Rcd}	kNm	4522
V_{Rcd}	kN	6747
T_{Sd}/T_{Rsd}	-	0,109
V_{Sd}/V_{Rsd}	-	0,030
$T_{Sd}/T_{Rsd} + V_{Sd}/V_{Rsd}$		0,14 ≤ 1

VERIFICA A TAGLIO TORSIONE ($V_{sd}=V_z$)		
V_{Sd}	kN	1482,00
T_{Sd}	kNm	493,00
T_{Rcd}	kNm	4522
V_{Rcd}	kN	6729
T_{Sd}/T_{Rsd}	-	0,109
V_{Sd}/V_{Rsd}	-	0,220
$T_{Sd}/T_{Rsd} + V_{Sd}/V_{Rsd}$		0,33 ≤ 1

Tabella 5.6 Verifica a taglio-torsione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.3 Verifica della soletta

Nel seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e alle sollecitazioni di taglio e torsione della soletta.

5.3.1 Verifica a pressoflessione

Si eseguono le verifiche a pressoflessione a metro linere di soletta relativamente alle massime sollecitazioni risultanti dall'inviluppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR.

La sezione oggetto di verifica ha:

- dimensioni

base	100 cm
altezza	80 cm
- armatura disposta bidirezionalmente:

strato superiore	5Φ24
strato inferiore	5Φ24

Nella tabella seguente si riassumono le massime e minime sollecitazioni flettenti STR a cui si è associata la massima trazione STR derivanti dagli inviluppi riportati in precedenza.

DIREZIONE X



COMBINAZIONE	N_x	M_{xx}
	KN	KNm
-SIS PX (N min)	135	64
STR1 (M max)	-14	129
STR 2 (M min)	-20	-128

DIREZIONE Y

COMBINAZIONE	N_y	M_{yy}
	KN	KNm
STR5 (N min)	122	65
STR1 (M max)	-9	118
STR 2 (M min)	-1	-117

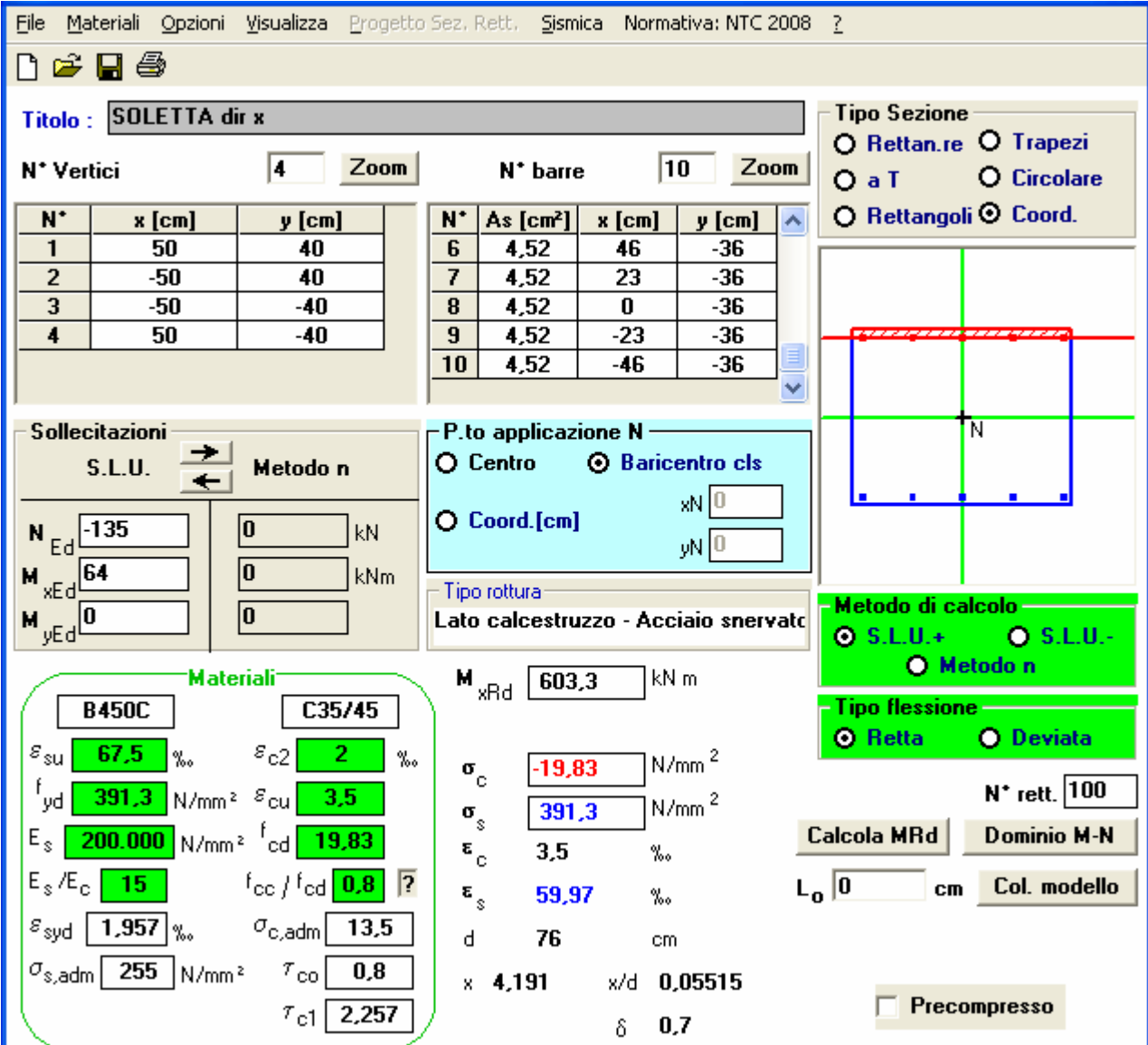
Tabella 5.7 Combinazioni significative

Dato che le sollecitazioni a flessione massime e minime in sostanza risultano dello stesso ordine di grandezza nelle due direzioni e simmetriche verrà verificato l'elemento in direzione x per la

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CZ0054_F0-NON.doc

combinazioni (Nmin) e (Mmax), avendo già progettato l'armatura simmetrica. Nel seguito si riporta tale verifica e relativo dominio di rottura, da cui emerge che la sezione risulta verificata.

COMBINAZIONE DIREZIONE X NMIN



Titolo: SOLETTA dir x

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 10 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	50	40
2	-50	40
3	-50	-40
4	50	-40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	4,52	46	-36
7	4,52	23	-36
8	4,52	0	-36
9	4,52	-23	-36
10	4,52	-46	-36

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: -135 **0** kN
M_{xEd}: 64 **0** kNm
M_{yEd}: 0 **0**

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali:

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd}: 603,3 kN m

σ_c : -19,83 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 59,97 ‰
 d: 76 cm
 x: 4,191 x/d: 0,05515
 δ : 0,7



N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀: 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 5.21: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

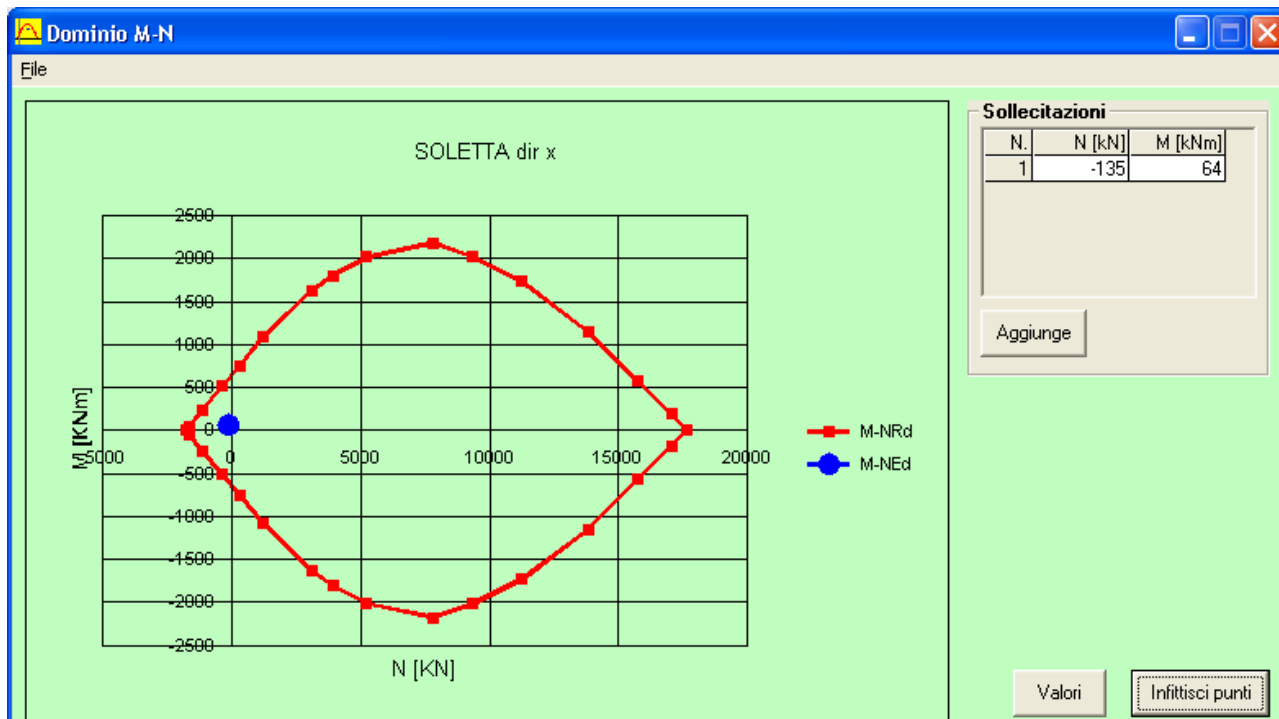




Figura 5.22: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CZ0054_F0-NON.doc

COMBINAZIONE DIREZIONE X MMAX

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : SOLETTA dir x

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	50	40	6	4,52	46	-36
2	-50	40	7	4,52	23	-36
3	-50	-40	8	4,52	0	-36
4	50	-40	9	4,52	-23	-36
			10	4,52	-46	-36

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso



Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Figura 5.23: verifica a pressoflessione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

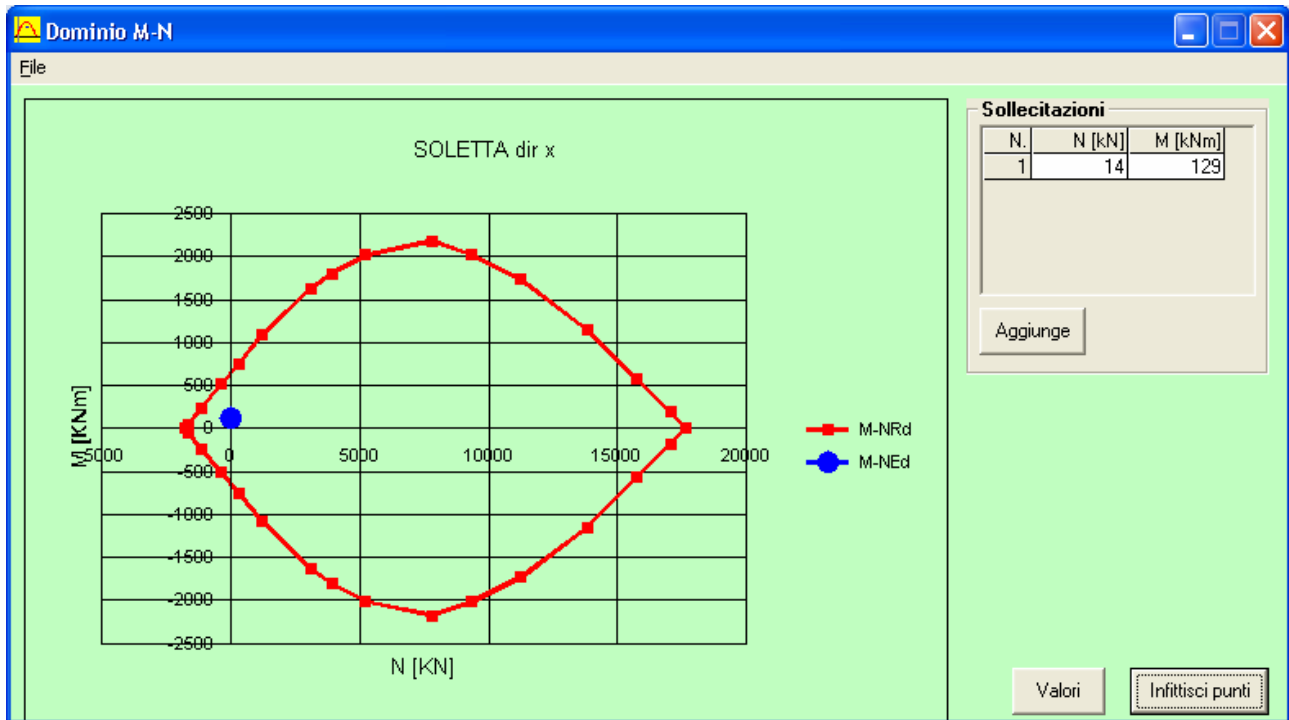


Figura 5.24: dominio M e N

La sezione risulta perciò verificata a pressoflessione.

5.3.2 Verifica a taglio

Nel seguito si esegue la verifica di resistenza nei confronti delle azioni taglianti relativamente alle massime sollecitazioni risultanti dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo STR. La verifica viene effettuata a metro linere di soletta.

La sezione oggetto di verifica ha:

- dimensioni
 - base 100 cm
 - altezza 80 cm
- armatura longitudinale disposta bidirezionalmente:
 - strato superiore 5Φ24
 - strato inferiore 5Φ24

Le massime sollecitazioni taglianti allo Stato Limite Ultimo STR derivanti dagli involuppi riportati in precedenza e impiegate nella verifica dell'elemento sono:

$$V_{sd,x} = 135 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



$$V_{sd,y} = 120 \text{ kN}$$

$$V_{sd,z} = 294 \text{ kN}$$

Nel seguito si riportano le verifiche a taglio eseguite secondo quanto prescritto nelle NTC 2008.

VERIFICA A TAGLIO : $V_{sd}=V_z$				
ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO				
V_{sd}	kN	294,00		
k		1,456		
f_{ck}	N/mm ²	35		
v_{min}	N/mm ²	0,364		
h	mm	1000		
d	mm	960		
ρ_1		0,005	($\leq 0,02$)	
A_{s1}	mm ²	4520		
b_w	mm	900		
N_{Ed}	N	0	prudenzialmente	
A_c	mm ²	900000		
σ_{cp}	N/mm ²	0,000		
V_{Rd}	kN	398,00	\geq	314,451 kN

Tabella 5.8 Verifica a taglio V_z

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A TAGLIO : $V_{sd}=V_y$				
ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO				
V_{sd}	kN	120,00		
k		1,513		
f_{ck}	N/mm ²	35		
v_{min}	N/mm ²	0,385		
h	mm	800		
d	mm	760		
ρ_1		0,006	($\leq 0,02$)	
A_{sl}	mm ²	4520		
b_w	mm	1000		
N_{Ed}	N	0	prudenzialmente	
A_c	mm ²	800000		
σ_{cp}	N/mm ²	0,000		
V_{Rd}	kN	379,57	\geq	292,866 kN

Tabella 5.9 Verifica a taglio V_y

VERIFICA A TAGLIO : $V_{sd}=V_x$				
ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO				
V_{sd}	kN	135,00		
k		1,513		
f_{ck}	N/mm ²	35		
v_{min}	N/mm ²	0,385		
h	mm	800		
d	mm	760		
ρ_1		0,006	($\leq 0,02$)	
A_{sl}	mm ²	4520		
b_w	mm	1000		
N_{Ed}	N	0	prudenzialmente	
A_c	mm ²	800000		
σ_{cp}	N/mm ²	0,000		
V_{Rd}	kN	379,57	\geq	292,866 kN

Tabella 5.10 Verifica a taglio V_x

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.4 Verifica del nodo trave-palo

Il sistema di collegamento tra travi e pali è stato previsto costituito da baggiolo armato con 4 barre a filettatura continua di diametro 40 mm tipo DYWIDAG 40 WR che sono innestate in sommità del palo e sono ancorate nella trave a circa un metro dall'estradosso tramite dadi conici e piastre rettangolari con frettaggio.

5.4.1 Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio delle barre filettate che realizzano la connessione tra pali e impalcato. In particolare si verifica che l'armatura di collegamento sia in grado di garantire l'attrito necessario all'interfaccia baggiolo trave per vincere il massimo taglio agente.

Essendo la massima sovratensione di ciascuna barra filettata $\Phi 40$ pari a $P_{0,max} = 1130$ KN, la verifica risulta soddisfatta in quanto:

- Si considera la combinazione sismica -SIS -PX che fornisce la massima azione di taglio pari

$$a \quad V_{sd} = \sqrt{V_{sd,y}^2 + V_{sd,z}^2} = \sqrt{(-1081)^2 + 664^2} \approx 1268 \text{ kN}; \text{ a cui è associata una compressione che viene prudenzialmente trascurata}$$

- Coefficiente d'attrito cls - cls $\mu = 0,40$
- Azione di sovratensione minima necessaria su ciascuna barra filettata risulta:

$$N_{sd,b} = \frac{V_{sd}}{\mu \cdot n_b} = \frac{1268}{0,40 \cdot 4} \approx 793 \text{ kN}$$

- $N_{sd,b} = 793 \text{ kN} < P_{0,max} = 1130 \text{ kN}$

5.4.2 Verifica a taglio e trazione

Si esegue la verifica a taglio - trazione delle barre filettate che realizzano la connessione tra pali e impalcato. In particolare si verifica che l'armatura di collegamento sia in grado di assorbire la massima trazione allo stato limite ultimo STR agente in testa ai pali e garantire al contempo l'attrito necessario all'interfaccia baggiolo trave per vincere il taglio agente.

Essendo la massima sovratensione di ciascuna barra filettata $\Phi 40$ pari a $P_{0,max} = 1130$ KN, la verifica risulta soddisfatta in quanto:

- Si considera la combinazione eccezionale che fornisce la massima trazione pari a

$$N_{sd} = 3044 \text{ kN} \quad \text{a cui è associato un taglio pari a}$$

$$V_{sd} = \sqrt{V_{sd,y}^2 + V_{sd,z}^2} = \sqrt{274^2 + 8^2} \approx 274 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Coefficiente d'attrito cls – cls $\mu = 0,40$
- Azione di sovratensione minima necessaria su ciascuna barra filettata risulta:

$$N_{sd,b} = \frac{N_{sd} + V_{sd}}{2\mu \cdot n_b} = \frac{3004 + 274}{2 \cdot 0,40 \cdot 4} \approx 1024 \text{ kN}$$

- $N_{sd,b} = 1024 \text{ kN} < P_{0,max} = 1130 \text{ kN}$

5.4.3 Verifica a sfilamento

Si esegue la verifica a sfilamento delle barre filettate che realizzano la connessione tra pali e impalcato.

- Azione di sovratensione su ciascuna barra filettata $P_{0,max} = 1130 \text{ kN}$
- resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale: $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C = 2,25 \times h \times f_{ctk} / \gamma_C$ con
 $h = (132 - \phi) / 100$ per barre di diametro superiore a 32 mm.
 $f_{bd} = 2,25 \times [(132 - \phi) / 100] \times f_{ctk} / \gamma_C = 2,25 \times [(132 - 40) / 100] \times 2,25 / 1,5 = 3,105 \text{ N/mm}^2$
 $R_{bd} = f_{bd} \times \pi \times \phi \times L = 3,105 \times \pi \times 40 \times 3500 / 1000 = 1366 \text{ kN} > 1130 \text{ kN}$

5.4.4 Verifica del baggio

Nel seguito si riporta la verifica del baggio a taglio considerando il baggio come elemento tozzo. I baggioli a sezione quadrata hanno le seguenti caratteristiche:



- dimensioni

lato	60 cm
altezza	40 cm
- armatura

primo strato superiore	3Φ14 + 2Φ40
primo strato inferiore	3Φ14 + 2Φ40
laterale	3Φ14 + 3Φ14
- armatura trasversale

bracci in direzione x	2
bracci in direzione y	2

Le NTC 2008 non definisce esplicitamente “elementi tozzi” quegli elementi in cui il rapporto geometrico è prossimo all'unità, ma è implicito in quanto il meccanismo resistente è quello di tirante – puntone, considerando però un meccanismo resistente aggiuntivo che agisce in parallelo,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CZ0054_F0-NON.doc	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

dato dalla presenza di un diagonale teso inclinato ed un corrente inferiore in cls compresso, il cui contributo viene considerato con una riduzione del 20%. Nel seguito si riporta la verifica a mensola del baggiolo come prescritto al paragrafo C.4.1.2.1.5 della circolare alle NTC2008 e trascurando a favore di sicurezza l'armatura a taglio. Si considera la combinazione sismica -SIS -PX che fornisce la massima azione di taglio pari a $V_{sd} = 1081 \text{ kN}$

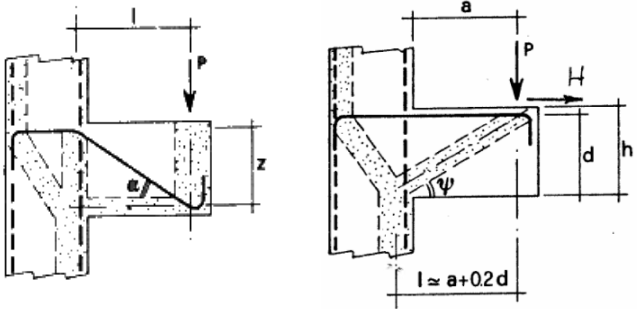
VERIFICA ELEMENTI TOZZI

AZIONI	V_{sd} (kN)	1081
	H_{sd} (kN)	0
GEOMETRIA	h (cm)	60
	c (cm)	5
	d (cm)	55
	a (cm)	40
	b (cm)	60
CLS	Rck (MPa)	C40/45
	fck (MPa)	37,35
	fcd (MPa)	21,17
ARMATURA	fyk (MPa)	450
	fyd (MPa)	391,3
	As	
	ϕ	40
	n°	2,37
	cm^2	29,78

NTC 2008

Elemento senza staffe

γ	1,00
$\lambda = L/0,9d$	1,03
α (°)	0,00
ψ (°)	44,1
<hr/>	
A'_s (cm ²)	29,78
ϕ (mm)	40
n°	2,37



P_{Rc} (kN)	1355,20
P_{Rs} (kN)	1131,12
ΔP_{Rc} (kN)	0,00
ΔP_{Rs} (kN)	0,00
P_{Rd} (kN)	1131,12

Figura 5.25: verifica elementi tozzi