



Comune di Campi Bisenzio

- Città Metropolitana di Firenze -

5° Settore - Servizi Tecnici / Valorizzazione del Territorio

VALORIZZAZIONE E ACCESSIBILITÀ DELL'AREA ARCHEOLOGICA DI GONFIENTI

REALIZZAZIONE PERCORSO DI COLLEGAMENTO TRA LA ROCCA STROZZI E GONFIENTI TRAMITE PISTA CICLABILE E PASSERELLA SUL FIUME BISENZIO

C.U.P. - C81B18000480006

PROGETTO DEFINITIVO

Responsabile del Procedimento: Ing. Domenico Ennio Maria Passaniti

Gruppo di Progettazione

Progetto generale

Ing. Simone Faelli



Progetto idraulico

Ing. Bernardo Baccani



Relazione geologica

Dr. Maurizio Negri



Progetto strutturale

Ing. Daniele Storai



Piano Sicurezza

Ing. Alberto Antonelli



Progetto per Soprintendenza

Arch. Pietro Corliano

Data: NOVEMBRE 2018

Elaborato	Oggetto	Scala
R.04.b	RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA SUL TORRENTE MARINA	

Progetto generale e idraulica
BF Ingegneria

Progetto strutturale e sicurezza
ACS Ingegneri

Rilievi
GAIAGROUP srl

<u>1</u>	<u>DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA</u>	<u>3</u>
<u>2</u>	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>4</u>
<u>3</u>	<u>AZIONI AGENTI SUL PONTE.....</u>	<u>4</u>
3.1	AZIONI PERMANENTI (RIF. 5.1.3.1 DELLA NORMA)	4
3.2	DEFORMAZIONI IMPRESSE (RIF. 5.1.3.2 DELLA NORMA)	4
3.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (RIF. 5.1.3.3 DELLA NORMA).....	4
3.3.1	PREMESSA (RIF. 5.1.3.3.1 DELLA NORMA).....	4
3.3.2	DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI (RIF. 5.1.3.3.2 DELLA NORMA)	4
3.3.3	SCHEMI DI CARICO: Q1 (RIF. 5.1.3.3.3 DELLA NORMA)	4
3.3.4	CATEGORIE STRADALI (RIF. 5.1.3.3.4 DELLA NORMA).....	5
3.3.5	DISPOSIZIONE DEI CARICHI MOBILI PER REALIZZARE LE CONDIZIONI DI CARICO PIÙ GRAVOSE (RIF. 5.1.3.3.5 DELLA NORMA)	5
3.3.6	STRUTTURE SECONDARIE DI IMPALCATO (RIF. 5.1.3.3.6 DELLA NORMA)	5
3.4	INCREMENTO DINAMICO: Q2 (RIF. 5.1.3.4 DELLA NORMA).....	5
3.5	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: Q3 (RIF. 5.1.3.5 DELLA NORMA).....	5
3.6	AZIONE CENTRIFUGA: Q4 (RIF. 5.1.3.6 DELLA NORMA).....	5
3.7	AZIONI DI NEVE, VENTO: Q5 (RIF. 5.1.3.7 DELLA NORMA).....	5
3.8	AZIONI IDRODINAMICHE Q6 (RIF. 5.1.3.8 DELLA NORMA).....	6
3.9	AZIONI DELLA TEMPERATURA: Q7 (RIF. 5.1.3.9 DELLA NORMA)	6
3.10	AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: Q8 (RIF. 5.1.3.10 DELLA NORMA)	6
3.11	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: Q9 (RIF. 5.1.3.11 DELLA NORMA).....	6
3.12	AZIONI SISMICHE: E (RIF. 5.1.3.12 DELLA NORMA)	6
3.12.1	GENERALITÀ	7
3.12.2	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	8
3.12.3	VALUTAZIONE DELLA AZIONE SISMICA	9
3.12.4	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO: COMPONENTE ORIZZONTALE	9
3.12.5	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO: COMPONENTE VERTICALE.....	11
3.12.6	FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO	12
3.12.7	SPETTRI DI PROGETTO (SLV).....	13
3.12.8	COMBINAZIONE DELL' AZIONE SISMICA	14
3.13	AZIONI ECCEZIONALI: A (RIF. 3.1.3.13 DELLA NORMA).....	14
3.14	COMBINAZIONI DI CARICO (RIF. 5.1.3.14 DELLA NORMA)	14
<u>4</u>	<u>MODELLO DI CALCOLO.....</u>	<u>16</u>
4.1	GENERALITÀ	16
4.2	MODELLO DI CALCOLO	16
4.3	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	17
4.4	ANALISI DINAMICA DEL PONTE.....	17
<u>5</u>	<u>MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO.....</u>	<u>19</u>
5.1	CALCESTRUZZO ARMATO	19
5.1.1	GENERALITÀ	19
5.1.2	RESISTENZE DI CALCOLO	19
5.1.3	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI C28/35	20
5.1.1	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI C32/40	21
5.1.2	CALCESTRUZZO PER SOLETTA LC30/33.....	21
5.1.3	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO B450C.....	22
5.1.4	ACCIAIO PASSERELLA E MICROPALI DEL TIPO S 355 (SP. NON SUPERIORE A 40MM)	22
<u>6</u>	<u>PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO.....</u>	<u>23</u>

<u>7</u>	<u>VERIFICHE PASSERELLA.....</u>	<u>24</u>
7.1	VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	24
7.1.1	CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE.....	24
7.1.2	RESISTENZA ALLA FLESSIONE	25
7.1.3	RESISTENZA A TAGLIO.....	26
7.1.4	INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO FLETTENTE	26
7.1.5	RIEPILOGO GEOMETRIA TRAVI	26
7.1.6	VERIFICHE AGLI SLU PER FLESSIONE, TAGLIO E INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO	27
7.1.7	VERIFICHE “A RESPIRO” DELLE ANIME (SLE).....	28
7.1.8	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	29
7.2	VERIFICHE TRAVERSI	30
7.3	VERIFICA IMPALCATO	31
7.3.1	VERIFICA LAMIERA GRECATA IN FASE DI GETTO	31
7.3.2	VERIFICA SOLETTA.....	31
7.4	VERIFICA DEFORMABILITÀ.....	34
7.5	VERIFICA VIBRAZIONI	35
<u>8</u>	<u>VERIFICA SOTTOSTRUTTURE.....</u>	<u>37</u>
8.1	PLATEA SPALLE	37
8.1.1	SOLLECITAZIONI	37
8.1.2	VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI	40
8.1.3	VERIFICHE STATI LIMITE D’ESERCIZIO.....	41
8.2	MICROPALI	42
<u>9</u>	<u>VERIFICA GEOTECNICA DEI MICROPALI.....</u>	<u>44</u>
9.1	CRITERI DI VERIFICA	44
9.1	CARICO LIMITE VERTICALE	45
9.1.1	CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE VERTICALE	45
9.1.2	RISULTATI	46
9.2	CARICO LIMITE ORIZZONTALE	47
9.2.1	CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	47
9.2.2	RISULTATI	48
<u>10</u>	<u>DISPOSITIVI D’APPOGGIO E GIUNTI.....</u>	<u>49</u>

1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La presente relazione riferisce in merito al progetto delle strutture della nuova passerella pedonale sul torrente Marina, all'imbocco nel fiume Bisenzio, ubicata nel Comune di Campi Bisenzio (FI). La passerella è costituita da una campata di luce 26,00 m.

In accordo con il Comune di Campi Bisenzio la struttura è stata progettata con riferimento alla NTC 2008 in virtù dell'art. 2 delle nuove NTC 2018 che ne prevedono l'impiego nel caso in cui l'affidamento della progettazione definitiva ed esecutiva dell'opera (Det. Dir. n. 216 del 21/03/2018) avvenga precedentemente all'entrata in vigore delle NTC 2018 (22 Marzo 2018).



La struttura è realizzata mediante due travi in acciaio ad anima piena di altezza 1,25 m poste ad interasse 3,20 m, collegate tra loro mediante traversi HE200B posti ad interasse 2,00 m. Il piano di calpestio è costituito da una lamiera grecata con soletta in c.a. collaborante.

Le spalle sono costituite da una platea in c.a. di spessore 0,40 m su micropali (12 micropali L=15,00 m su entrambe le spalle).

Il sistema di vincolamento si compone di due appoggi fissi sulla spalla 1 e due appoggi longitudinali dotati di shock transmitters sulla spalla 2.

Dati di progetto

Ponte pedonale

Luce netta di progetto:

26,00 m

Larghezza impalcato:

2,60 m (parte carrabile)

Tipologia fondazioni:

fondazioni in c.a. in opera

Tipologia struttura impalcato:

doppia trave in acciaio ad anima piena

Schema statico:

trave semplicemente appoggiata

Rischio sismico:

vita nominale 50 anni - Classe d'uso III

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche.

- Legge n.1086 del 05 11 1971* - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02.02.1974* - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- DM 14 01 2008 Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare esplicativa n. 617 del 02/02/2009 delle Norme tecniche per le costruzioni;

3 **AZIONI AGENTI SUL PONTE**

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a pre-sollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

3.1 **AZIONI PERMANENTI (RIF. 5.1.3.1 DELLA NORMA)**

Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: G1

Carichi permanenti portati: G2 (pavimentazione, parapetti).

Altre azioni permanenti: G3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

3.2 **DEFORMAZIONI IMPRESSE (RIF. 5.1.3.2 DELLA NORMA)**

Distorsioni e pre-sollecitazioni di progetto: $\epsilon 1$.

Dati di progetto

Non sono previste distorsioni e pre-sollecitazioni.

Effetti reologici: ritiro e viscosità $\epsilon 2$;

Dati di progetto

Non sono stati considerati in quanto l'impalcato del ponte è in acciaio.

Cedimenti vincolari: $\epsilon 4$

Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

Dati di progetto

Data la tipologia di fondazioni previste (fondazioni profonde) non si sono considerati cedimenti vincolari.

3.3 **AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (RIF. 5.1.3.3 DELLA NORMA)**

3.3.1 **PREMESSA (RIF. 5.1.3.3.1 DELLA NORMA)**

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

3.3.2 **DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI (RIF. 5.1.3.3.2 DELLA NORMA)**

Essendo un ponte pedonale non sono definite le corsie convenzionali di carico e si considera l'impalcato interamente caricato in tutta la sua larghezza.

3.3.3 **SCHEMI DI CARICO: Q1 (RIF. 5.1.3.3.3 DELLA NORMA)**

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico: Omissis...

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurtia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Omissis...

Dati di Progetto

Nel caso in esame trattasi di passerella pedonale e quindi si considerano unicamente gli schemi di carico 4 e 5.

3.3.4 CATEGORIE STRADALI (RIF. 5.1.3.3.4 DELLA NORMA)

Omissis ...

Dati di Progetto

Nel caso in esame trattasi di ponte pedonale.

3.3.5 DISPOSIZIONE DEI CARICHI MOBILI PER REALIZZARE LE CONDIZIONI DI CARICO PIÙ GRAVOSE (RIF. 5.1.3.3.5 DELLA NORMA)

Omissis ...

Dati di Progetto

Nel caso in esame trattasi di ponte pedonale e pertanto si applicherà quanto indicato relativamente allo schema di carico 4 e 5.

Omissis ...

Per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Omissis ...

3.3.6 STRUTTURE SECONDARIE DI IMPALCATO (RIF. 5.1.3.3.6 DELLA NORMA)

Omissis...

3.4 INCREMENTO DINAMICO: Q2 (RIF. 5.1.3.4 DELLA NORMA)

Omissis...

3.5 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: Q3 (RIF. 5.1.3.5 DELLA NORMA)

Omissis...

3.6 AZIONE CENTRIFUGA: Q4 (RIF. 5.1.3.6 DELLA NORMA)

Omissis...

3.7 AZIONI DI NEVE, VENTO: Q5 (RIF. 5.1.3.7 DELLA NORMA)

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 della normativa.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

Omissis...

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

Per l'azione del vento, che supponiamo di carattere statico ed incidente in modo perpendicolare ed orizzontale, si procede ricavando la pressione esercitata da questo:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove :

q_{ref} => pressione cinetica di riferimento

c_e => coefficiente di esposizione

c_p => coefficiente di forma

c_d => coefficiente dinamico

Ubicazione del sito

Velocità di riferimento (TR = 50 anni)

Altitudine del sito

Tempo di ritorno

Zona 3

$v_{b,0} = 27$ m/sec

$a_s < a_0 = 500$ m s.l.m.

$k_a = 0,020$ 1/sec

TR = 75 anni □ $\alpha_R = 1,02346$

Velocità di riferimento (TR = 75 anni)	$v_b = 27,63 \text{ m/sec}$
Densità dell'aria	$\rho = 1,25 \text{ kg/cm}^3$
Pressione cinetica di riferimento	$q_{ref} = 477,25 \text{ N/m}^2$
Classe di rugosità del terreno	B
Distanza dalla costa	$d > 30 \text{ km}$ □ Categoria d'esposizione del sito: IV
	$k_r = 0,22$
	$z_0 = 0,30 \text{ m}$
	$z_{min} = 8 \text{ m}$
Altezza	$z = \text{ca } 12,00 \text{ m}$
Coefficiente di topografia	$c_t = 1,00$
Coefficiente di esposizione	$c_e = 1,908$
Coefficiente di forma	$c_p = 1,4$
Coefficiente dinamico	$c_d = 1,00$
Pressione del vento	$p = 1,275 \text{ kN/m}^2$

Si determina il carico dovuto alla neve in funzione delle caratteristiche di ubicazione e geometria della struttura:

Ubicazione del sito	Zona II
Altitudine	$a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$
Carico neve al suolo caratteristico	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente di esposizione	$C_E = 1,00$
Coefficiente termico	$C_T = 1,00$
Coefficiente di forma	$\mu_1 = 0,80$
Carico neve	$q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_T = 0,80 \text{ kN/m}^2$

3.8 **AZIONI IDRODINAMICHE Q6 (RIF. 5.1.3.8 DELLA NORMA)**

Le azioni idrodinamiche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi devono essere calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.3 delle Norme Tecniche tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento.

Dati di progetto

Non considerata in quanto le sottostrutture non sono posizionate in alveo

3.9 **AZIONI DELLA TEMPERATURA: Q7 (RIF. 5.1.3.9 DELLA NORMA)**

Il calcolo degli effetti delle variazioni termiche deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali variazioni definite nelle relative sezioni delle Norme Tecniche. Per situazioni di particolare complessità può anche farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

Dati di progetto

Si è considerata una variazione uniforme di $\pm 25^\circ\text{C}$ e una variazione a farfalla di $\pm 10^\circ\text{C}$.

3.10 **AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: Q8 (RIF. 5.1.3.10 DELLA NORMA)**

L'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

Omissis...

3.11 **RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: Q9 (RIF. 5.1.3.11 DELLA NORMA)**

Omissis...

3.12 **AZIONI SISMICHE: E (RIF. 5.1.3.12 DELLA NORMA)**

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui ai § 2.5.3 e 3.2 delle Norme tecniche.

Nelle espressioni [2.5.5] e [2.5.7] si assume, di regola, per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,0$.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante, sia nella combinazione delle azioni, sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

3.12.1 GENERALITÀ

L'azione del sisma è di seguito dettagliatamente descritta.

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. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g	accelerazione orizzontale massima al sito
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*C	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle NTC 2018.

Nel caso in esame, per definire l'azione sismica da considerare per la progettazione delle opere, si riportano in seguito i principali dati necessari:



Secondo quanto disposto dal D.M. 2008 si ricavano i seguenti parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno associati ai vari Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,055	2,573	0,263
SLD	75	0,066	2,585	0,275
SLV	712	0,152	2,399	0,305
SLC	1462	0,190	2,397	0,313

3.12.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 delle Norme Tecniche. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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 $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} > 800$ m/s).

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Descrizione
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 $15 \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le su esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Dati di progetto

Nel caso in esame, in questa fase preliminare, in assenza di un adeguata indagine geotecnica, si considera l'area oggetto di intervento in categoria di sottosuolo "C", e categoria topografica "T1".

3.12.3 VALUTAZIONE DELLA AZIONE SISMICA

Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in Zone 3 e 4. Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto) e degli accelerogrammi, si rimanda ai paragrafi successivi.

3.12.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO: COMPONENTE ORIZZONTALE

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell'accelerazione è fornito dalle seguenti espressioni:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_C} \right] \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad \text{per } T_D \leq T$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η	è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ζ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{10/(5+\zeta)} \geq 0,55$ dove ζ (espresso in percentuale) è valutato 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, ed ha valore minimo pari a 2,2;
T_C	è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
T_B	è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$
T_C	è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico SS, il coefficiente topografico ST e il coefficiente C che modifica il valore del periodo TC.

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti SS e CC valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di FO e TC relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	Descrizione
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.

Dati di Progetto

Nel caso in esame per terreno categoria topografica T1 abbiamo $S_T=1,00$.

3.12.5 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO: COMPONENTE VERTICALE

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale dell'accelerazione è fornito dalle seguenti espressioni:

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T}{T_C} \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{per } T_D \leq T$$

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,50}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,00 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \frac{T}{2\pi}$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati in Tab. 3.2.VIII.

Tabella 3.2.VIII – Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti: per $T_E < T \leq T_F$

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E}$$

per $T > T_F$

$$S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g , definito nel paragrafo successivo.

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

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 PVR considerata (v. §2.4 e §3.2.1).

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, 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 sovrarigidità, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito successivamente.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2ag$.

3.12.6 FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO

L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ per lo SLU è data dallo spettro di risposta elastico, riducendo le ordinate del fattore di struttura q . Questo fattore tiene conto delle capacità dissipative in campo plastico della struttura, ed il suo valore dipende dal materiale e dalla tipologia strutturale. I valori massimi del fattore di struttura q_0 per le due componenti orizzontali dell'azione sismica sono riportati in Tab. 7.3.II.

Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 A	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 A	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

I valori massimi q_0 del fattore di struttura sono da applicare alle singole pile, per ciascuna delle due direzioni principali, nei casi di ponti isostatici e all'intera opera, ma ancora separatamente per le due direzioni, nei casi di ponti a travata continua. Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo, si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di struttura degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Dati di Progetto

Per la passerella abbiamo considerato $q=1,00$ in entrambe le direzioni.

3.12.7 SPETTRI DI PROGETTO (SLV)

In particolare per il caso in esame abbiamo i seguenti grafici degli spettri di progetto (SLV).

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
β_0	0.152 g
$F_{0,0}$	2.389
$T_{0,0}$	0.395 s
$S_{0,0}$	1.482
$C_{0,0}$	1.553
$S_{0,1}$	1.500
β	1.500

Parametri dipendenti	
β	1.482
η	1.500
$T_{0,1}$	0.158 s
$T_{0,2}$	0.474 s
$T_{0,3}$	2.208 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$\beta = \beta_0 \beta_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.9)
 $\eta = \sqrt{1 - (\beta - 1)} \geq 0.95; \eta \geq 1.4$ (NTC-08 Eq. 3.2.8; 3.2.3.5)
 $T_{0,1} = T_{0,0} \beta$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_{0,2} = C_{0,0} T_{0,1}$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_{0,3} = 4.0 a_0 \beta g + 1.5$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_{0,1} \quad S_d(T) = a_0 \beta \eta E_s \left[\frac{T}{T_0} + \frac{1}{\eta E_s} \left(1 - \frac{T}{T_0} \right) \right]$
 $T_{0,1} \leq T < T_{0,2} \quad S_d(T) = a_0 \beta \eta E_s$
 $T_{0,2} \leq T < T_{0,3} \quad S_d(T) = a_0 \beta \eta E_s \left(\frac{T_{0,2}}{T} \right)$
 $T_{0,3} \leq T \quad S_d(T) = a_0 \beta \eta E_s \left(\frac{T_{0,2}}{T} \right)^{2.0}$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultra è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1.5 , dove β è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.6)

Punti dello spettro di risposta		
T [s]	S_d [g]	
0.000	0.225	
0.050	0.579	$T_{0,1}$
0.474	0.539	$T_{0,2}$
0.557	0.459	
0.639	0.400	
0.722	0.354	
0.804	0.318	
0.887	0.288	
0.969	0.264	
1.052	0.243	
1.134	0.225	
1.217	0.210	
1.299	0.197	
1.382	0.185	
1.464	0.175	
1.547	0.166	
1.629	0.157	
1.712	0.149	
1.794	0.142	
1.877	0.136	
1.959	0.130	
2.042	0.125	
2.124	0.120	
2.208	0.118	$T_{0,3}$
2.290	0.107	
2.372	0.100	
2.453	0.093	
2.534	0.087	
2.614	0.081	
2.694	0.076	
2.774	0.072	
2.854	0.068	
2.934	0.064	
3.013	0.060	
3.092	0.057	
3.171	0.054	
3.250	0.051	
3.328	0.049	
3.406	0.046	
3.484	0.044	
3.562	0.042	
3.640	0.040	
3.718	0.038	
3.796	0.037	
3.874	0.035	
3.952	0.033	

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
β_0	0.200 g
$S_{0,0}$	1.000
β	1.000
$T_{0,0}$	0.200 s
$T_{0,1}$	0.158 s
$T_{0,2}$	1.000 s

Parametri dipendenti	
$F_{0,0}$	1.261
β	1.000
ϵ	0.667

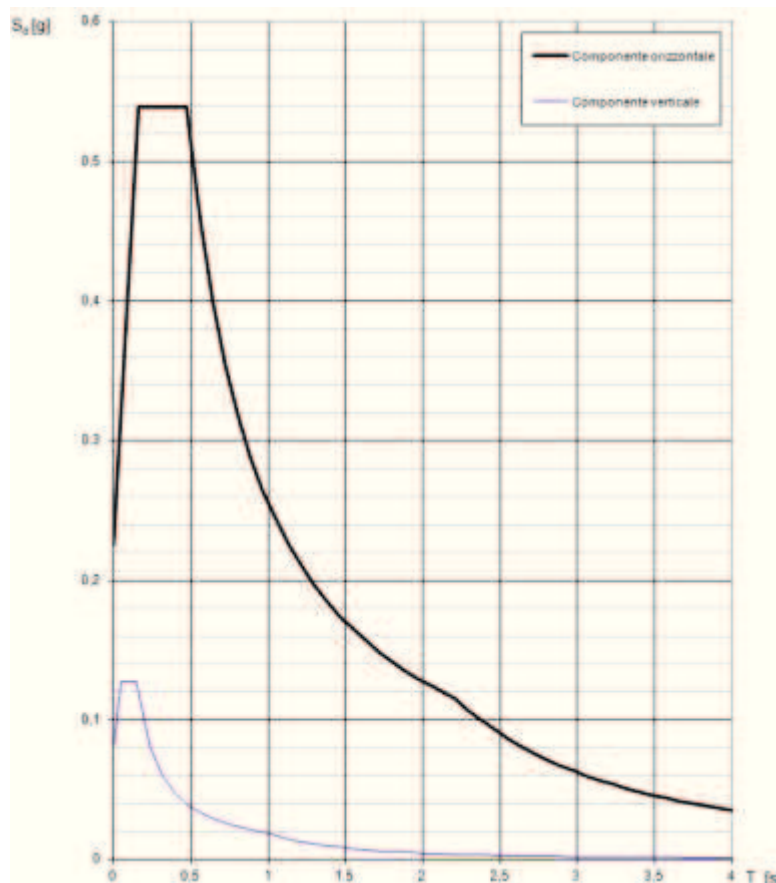
Espressioni dei parametri dipendenti

$\beta = \beta_0 \beta_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.9)
 $\eta = 1$ g (NTC-08 § 3.2.3.6)
 $E_s = 1.35 E_s \left(\frac{a_0}{g} \right)^{0.2}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \leq T < T_{0,1} \quad S_d(T) = a_0 \beta \eta E_s \left[\frac{T}{T_0} + \frac{1}{\eta E_s} \left(1 - \frac{T}{T_0} \right) \right]$
 $T_{0,1} \leq T < T_{0,2} \quad S_d(T) = a_0 \beta \eta E_s$
 $T_{0,2} \leq T \quad S_d(T) = a_0 \beta \eta E_s \left(\frac{T_{0,2}}{T} \right)$

Punti dello spettro di risposta		
T [s]	S_d [g]	
0.000	0.000	
0.050	0.127	
0.158	0.127	$T_{0,1}$
0.235	0.081	
0.320	0.062	
0.405	0.047	
0.490	0.039	
0.575	0.033	
0.660	0.029	
0.745	0.026	
0.830	0.023	
0.915	0.021	
1.000	0.018	$T_{0,2}$
1.084	0.016	
1.168	0.014	
1.251	0.012	
1.335	0.010	
1.418	0.009	
1.501	0.008	
1.584	0.007	
1.666	0.006	
1.749	0.006	
1.831	0.006	
1.913	0.005	
2.001	0.005	
2.125	0.004	
2.219	0.004	
2.313	0.004	
2.406	0.003	
2.500	0.003	
2.594	0.003	
2.688	0.003	
2.781	0.002	
2.875	0.002	
2.969	0.002	
3.062	0.002	
3.156	0.002	
3.250	0.002	
3.344	0.002	
3.438	0.002	
3.531	0.002	
3.625	0.001	
3.719	0.001	
3.813	0.001	
3.906	0.001	
4.000	0.001	



3.12.8 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di esercizio (SLE) in condizioni sismiche deve essere effettuata per la seguente combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- E l'azione sismica di progetto;
- G_k carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- P_k valore caratteristico dell'azione di precompressione;
- ψ_{2j} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi - permanente dell'azione variabile;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile;

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dati di Progetto

Nel caso in esame si considerano le masse dei soli carichi permanenti G_1 e G_2 ($\psi_2=0$).

3.13 AZIONI ECCEZIONALI: A (RIF. 3.1.3.13 DELLA NORMA)

Omissis...

3.14 COMBINAZIONI DI CARICO (RIF. 5.1.3.14 DELLA NORMA)

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{s1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI -Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Dati di Progetto

Nel caso in esame si sono considerati i coefficienti ψ relativi allo schema di carico 5 ($\psi_0=0.4$, $\psi_1=0.4$, $\psi_2=0.0$).

4 MODELLO DI CALCOLO

4.1 GENERALITÀ

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri impiegati per la redazione del modello di calcolo della struttura.

4.2 MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo SAP2000 (SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

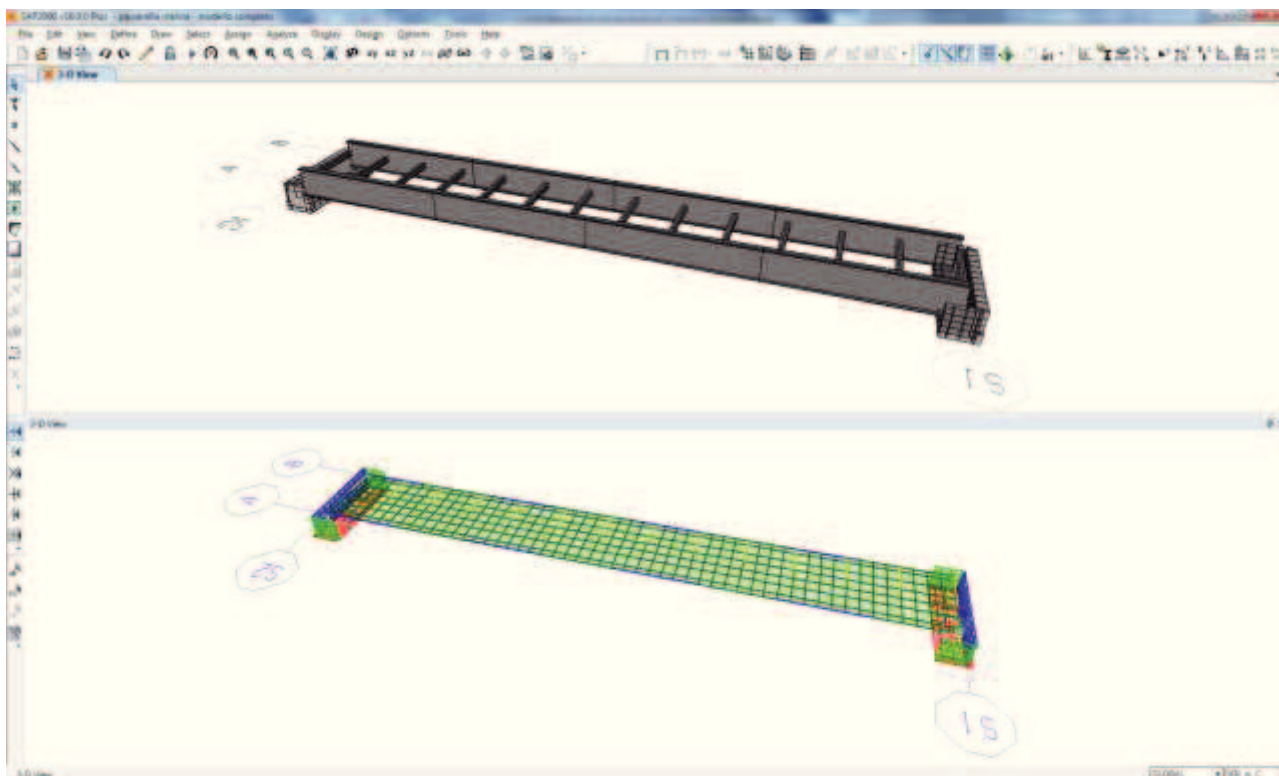
La geometria della struttura è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.

Le strutture sono state modellate mediante elementi finiti monodimensionali e con elementi piani a quattro e/o a tre nodi con comportamento sia membranale che flessionale.

Per ogni elemento del modello strutturale è stato inoltre definito un proprio sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull'elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo.

Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dai numeri 1, 2 e 3 ed il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo diverso a seconda del tipo di elemento finito ("frame" o "shell").

Nelle immagini seguenti viene mostrato il modello di calcolo utilizzato.



Sia per gli elementi "frame" che per gli elementi "shell" uno degli assi locali rimane automaticamente individuato dalla geometria dello stesso elemento finito.

Per gli elementi "frame" il primo asse (1) è diretto secondo l'asse dell'elemento, mentre gli altri due assi (2 e 3) giacciono in un piano ortogonale all'elemento e che viene definita dall'utente. Per gli elementi "shell" i primi due assi locali giacciono nel piano dell'elemento con una orientazione che può essere definita dall'utente; il terzo asse è ortogonale a questi.

Le caratteristiche geometriche degli elementi "frame" sono state assegnate, definendo soltanto il materiale e la forma della sezione; il programma infatti determina in modo automatico per diversi tipi di sezioni le caratteristiche inerziali (area, momenti di inerzia) della sezione.

Per gli elementi "shell" è stato sufficiente definire lo spessore per assegnare le caratteristiche geometriche dei setti e della platea.

4.3 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

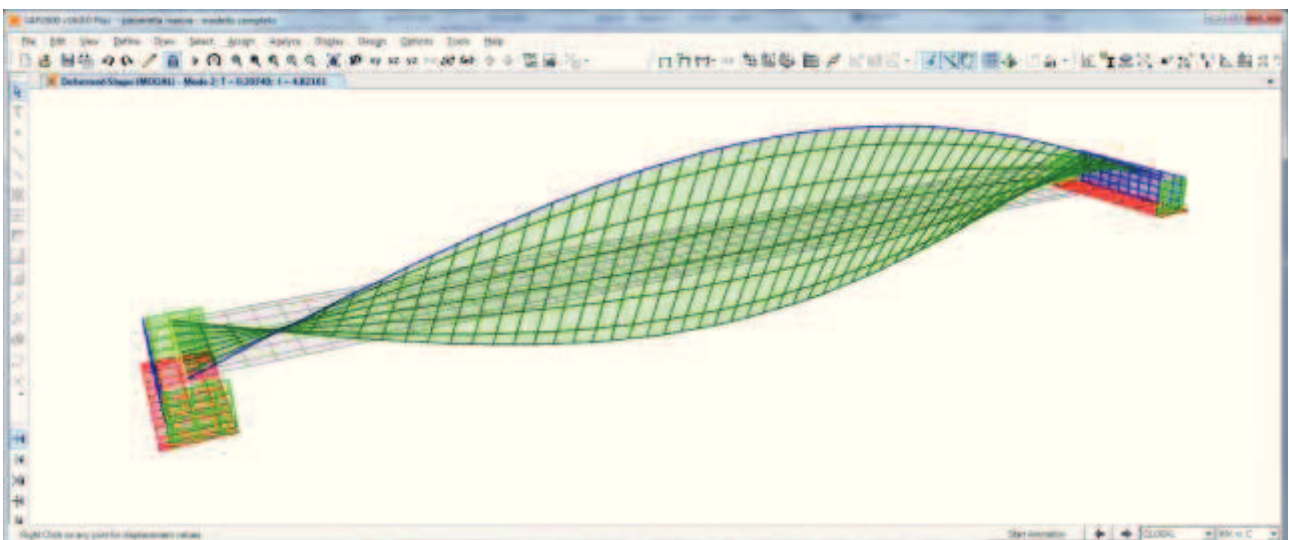
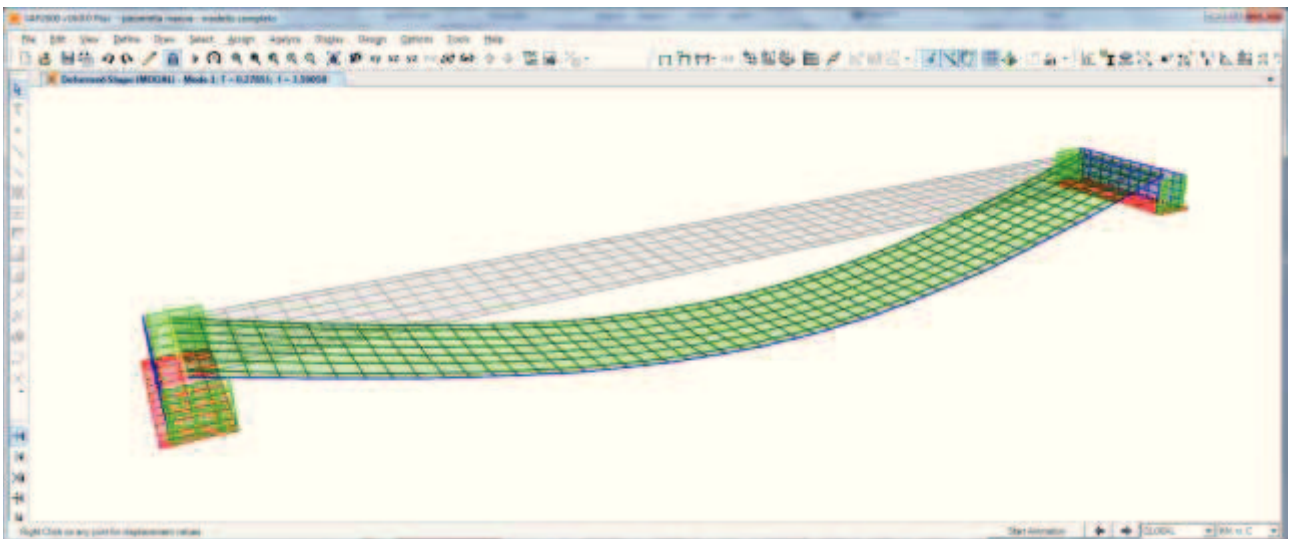
Le azioni applicate alla struttura sono definite in gruppi separati detti "Load Case" (CCE), che sono riportate di seguito.

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	DesignType
Text	Text	Text
G1	LinStatic	DEAD
MODAL	LinModal	OTHER
G2	LinStatic	SUPER DEAD
vento (x+)	LinStatic	WIND
folla	LinStatic	LIVE
slv x	LinRespSpec	QUAKE
slv y	LinRespSpec	QUAKE
slv z	LinRespSpec	QUAKE

Queste sono state combinate con indicato al §3.14.

4.4 ANALISI DINAMICA DEL PONTE

Nell'analisi dinamica della struttura sono stati analizzati 25 modi di vibrare, eccitando complessivamente più dell'85% della massa come previsto dalla normativa.



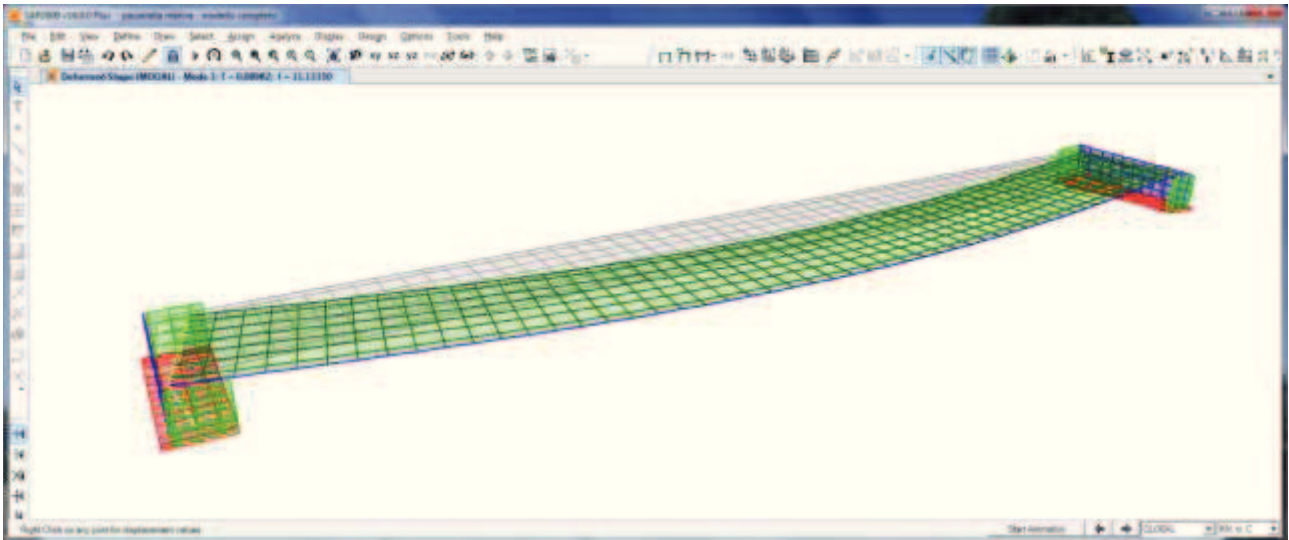


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,27851	0,00	0,00	0,81	0,00	0,00	0,81
MODAL	Mode	2	0,20740	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,81
MODAL	Mode	3	0,08982	0,86	0,00	0,00	0,86	0,00	0,81
MODAL	Mode	4	0,07625	0,00	0,00	0,00	0,86	0,00	0,81
MODAL	Mode	5	0,07236	0,00	1,00	0,00	0,86	1,00	0,81
MODAL	Mode	6	0,05592	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,81
MODAL	Mode	7	0,04460	0,00	0,00	0,08	0,86	1,00	0,89
MODAL	Mode	8	0,03740	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,89
MODAL	Mode	9	0,03448	0,00	0,00	0,03	0,86	1,00	0,91
MODAL	Mode	10	0,03262	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,91
MODAL	Mode	11	0,03232	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,91
MODAL	Mode	12	0,03027	0,00	0,00	0,01	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	13	0,02824	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	14	0,02718	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	15	0,02668	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	16	0,02619	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	17	0,02533	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	18	0,02421	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	19	0,02248	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	20	0,02078	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	21	0,01997	0,13	0,00	0,00	0,99	1,00	0,93
MODAL	Mode	22	0,01982	0,00	0,00	0,02	0,99	1,00	0,94
MODAL	Mode	23	0,01924	0,00	0,00	0,01	0,99	1,00	0,95
MODAL	Mode	24	0,01819	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,95
MODAL	Mode	25	0,01656	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,95

5 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

5.1 CALCESTRUZZO ARMATO

5.1.1 GENERALITÀ

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1.I della normativa.

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti: a) analisi elastica lineare; b) analisi plastica; c) analisi non lineare.

Analisi elastica lineare

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

5.1.2 RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

5.1.2.1 RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_C è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 fcd.

5.1.2.2 RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Il coefficiente γ_C assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 fcd.

5.1.2.3 RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \eta \eta_{ctk} f_{ctk}$$

in cui

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

5.1.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI C28/35

(a vantaggio di sicurezza nel calcolo si è considerato un calcestruzzo di classe C25/30)

Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	350 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	290.50 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	28.81 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{ctm})	34.57 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	20.16 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1.5
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0.85
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	164.62 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	13.4 [daN/cm ²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	30.25 [daN/cm ²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	336749 [daN/cm ²]
Rapporto di Poisson (ν)	0.2
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	168375 [daN/cm ²]
Coefficiente di omogenizzazione CLS teso (n')	0.5

Classe di esposizione XC2/XD1 – condizioni aggressive – stato limite fessurazione:	frequente	< w_2
	quasi permanente	< w_1

5.1.1 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI C32/40

(a vantaggio di sicurezza nel calcolo si è considerato un calcestruzzo di classe C25/30)

Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	400 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	332.00 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	31.49 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{ctfm})	37.78 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	22.04 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1.5
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0.85
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	188.13 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	14.7 [daN/cm ²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	33.06 [daN/cm ²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	360000 [daN/cm ²]
Rapporto di Poisson (ν)	0.2
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	180000 [daN/cm ²]
Coefficiente di omogenizzazione CLS teso (n')	0.5

Classe di esposizione XC4/XD1 – condizioni aggressive – stato limite fessurazione: frequente < w_2
quasi permanente < w_1

5.1.2 CALCESTRUZZO PER SOLETTA LC30/33

(a vantaggio di sicurezza nel calcolo si è considerato un calcestruzzo di classe C25/30)

Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	330 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	273,90 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	27,70 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{ctfm})	33,24 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	19,39 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1,5
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0,85
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	155,21 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	12,9 [daN/cm ²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	29,08 [daN/cm ²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	326986 [daN/cm ²]
Rapporto di Poisson (ν)	0,2
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	163493 [daN/cm ²]
Coefficiente di omogenizzazione CLS teso (n')	0,5
Peso specifico	20 [kN/m ²]

Classe di esposizione XC2 – condizioni ordinarie – stato limite fessurazione: frequente < w_3
quasi permanente < w_2

5.1.3 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO B450C

Acciaio:	B450C
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	4500 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale (γ_s)	1.15
Resistenza di calcolo (f_{yd})	3913 [daN/cm ²]
Modulo Elastico (E_s)	2060000 [daN/cm ²]

5.1.4 ACCIAIO PASSERELLA E MICROPALI DEL TIPO S 355 (SP. NON SUPERIORE A 40MM)

Tensione caratteristica di rottura (f_{tk})	5100 [daN/cm ²]
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	3550 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M0}) - per sezioni di classe 1-2-3-4	1.05
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M1}) - per instabilità membrature	1.05
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M1}) - per instabilità membrature di ponti stradali e ferroviari	1.10
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M2}) - nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fori)	1.25
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per sezioni di classe 1-2-3-4	3381 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per instabilità membrature	3381 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per instabilità membrature di ponti stradali e ferroviari	3227 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fori)	2840 [daN/cm ²]
Modulo Elastico (E_s)	2100000 [daN/cm ²]
Modulo Elastico Trasversale (G_s)	807692 [daN/cm ²]

6 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

In questa fase preliminare per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del terreno si fa riferimento alla Relazione geologica del Dott. Geol. Maurizio Negri. Il modello geotecnico del sottosuolo dell'area d'indagine è il seguente:

Terreno “tipo 1” – sabbie e limi con termini intermedi da 44,00 a 36,00 m slm

$$\begin{aligned}\gamma &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Cu} &= 7,4 \text{ kN/m}^2 \\ \phi &= 34^\circ\end{aligned}$$

Terreno “tipo 2” – ghiaia sabbiosa/limosa e sabbia con ghiaia da 36,00 a 30,00 m slm

$$\begin{aligned}\gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 40^\circ (*)\end{aligned}$$

Terreno “tipo 3” – argilla limosa con livelli sabbiosi da 30,00 a 26,00 m slm

$$\begin{aligned}\gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Cu} &= 33,6 \text{ kN/m}^2 \\ \phi &= 25^\circ\end{aligned}$$

Terreno “tipo 4” – argilla limosa da 26,00 m slm in poi

$$\begin{aligned}\gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 40^\circ (*)\end{aligned}$$

(*) valori derivati da correlazioni

Quota falda: 36 m slm.

7 VERIFICHE PASSERELLA

7.1 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Le verifiche strutturali delle travi d'impalcato sono state condotte utilizzando il software per il calcolo di sezioni in acciaio e miste acciaio-calcestruzzo per impalcato da ponte "Ponti EC4" sviluppato da Alhambra srl di Terni, di cui nella seguente immagine è indicata una breve descrizione.

**Descrizione generale

Il software *Ponti EC4*, sviluppato in linguaggio Visual Basic dot Net e completamente integrato in ambiente Windows, consente di espletare le principali verifiche a Stato limite ultimo, di Esercizio e Fatica, contemporaneamente per più sezioni miste.

L'input dei dati geometrici è gestito per "conci", ognuno dei quali può contenere un qualsiasi numero di sezioni, aventi in comune tutti i dati geometrici, ed organizzate in una struttura ad albero per un migliore accesso ai dati.

Le proprietà dei materiali sono definite in una maschera di input, completa di archivi di normativa e di sottomaschere che guidano l'utente nella scelta dei dati principali. La deformazione impressa di ritiro ed i coefficienti di fluage per il calcolo delle proprietà del calcestruzzo a lungo termine sono calcolati automaticamente.

Le caratteristiche di sollecitazione, organizzate per fasi costruttive, sono inserite in tabelle di input, anche mediante copia/incolla da Excel o altro foglio elettronico. Per ogni Combinazione di progetto si prevede l'input di 4 set di sollecitazioni, in cui si massimizzano e minimizzano rispettivamente gli effetti della flessione e del taglio.

I risultati delle elaborazioni di Ponti EC4 sono direttamente disponibili in un form multi-pagina di output; inoltre è possibile redigere delle schede di verifica in formato Word, contenenti tutti i dati di input ed output, nonché i riferimenti normativi.

7.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Le NTC 2008 introducono il concetto di "classe di sezione", che viene utilizzato per definire la resistenza ultima nei confronti delle sollecitazioni di flessione e compressione delle sezioni di acciaio strutturale. Le sezioni trasversali sono classificate su una scala da 1 a 4 in funzione della snellezza dei diversi pannelli compressi che la compongono (espressa in termini di rapporto larghezza/spessore c/t), del valore della tensione di snervamento ed della distribuzione delle tensioni allo SLU interna alla sezione stessa:

- classe 1: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza plastica senza instabilità locali e che ha un comportamento plastico sufficiente per la formazione di una cerniera plastica, con capacità di rotazione necessaria per eseguire un'analisi globale plastica della struttura;
- classe 2: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza plastica senza instabilità locali e che può formare una cerniera plastica con una capacità di rotazione limitata;
- classe 3: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza elastica (le tensioni nelle fibre estreme possono attingere al limite di snervamento), ma non la resistenza plastica per gli effetti dell'instabilità locale;
- classe 4: sezioni trasversali per le quali è necessario mettere esplicitamente in conto gli effetti dell'instabilità locale nella determinazione della resistenza elastica.

Per classificare un elemento interno (vale a dire un elemento con i bordi opposti collegati a due elementi ortogonali) (esempio anima della trave ad I) o per classificare un elemento sporgente in compressione (vale a dire un elemento collegato ad un solo bordo) (esempio la parte a sbalzo della flangia di una trave a I) si utilizzano le tabelle definite al paragrafo 4.2.3.1 di NTC 2018.

È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

7.1.2 RESISTENZA ALLA FLESSIONE

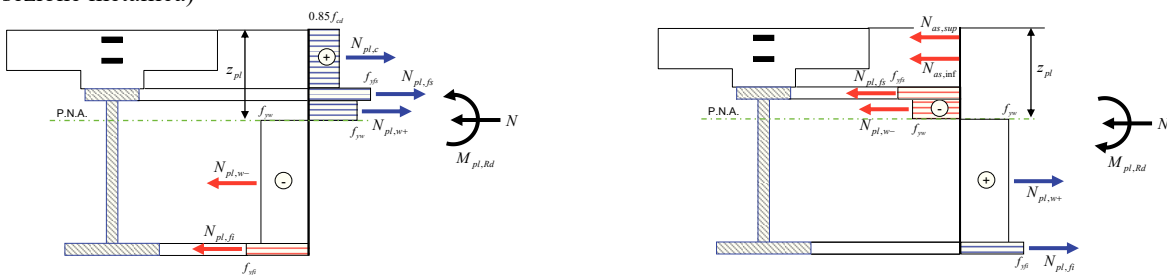
Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

7.1.2.1 RESISTENZA PLASTICA ALLA FLESSIONE

La posizione dell'asse neutro plastico (PNA), nonché la resistenza plastica a flessione $M_{pl,Rd}$ sono calcolate utilizzando i seguenti valori delle tensioni di calcolo per i materiali:

acciaio strutturale (trazione o compressione)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	con $\gamma_{M0} = 1.05$
barre di armature in soletta	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_S$	con $\gamma_S = 1.15$
calcestruzzo (compressione)	$0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_C$	con $\gamma_C = 1.5$

Le figure seguenti illustrano in generale la distribuzione plastica delle risultanti di tensione per una trave ad I nelle zone soggette a una flessione positiva $M_{Ed} \geq 0$ e una flessione negativa $M_{Ed} < 0$ (nei casi in cui l'asse neutro plastico taglia la sezione metallica)



$M_{pl,Rd}$ positivo
in cui

N	forza di compressione/trazione esterna
$N_{pl,c}$	resistenza plastica della soletta di calcestruzzo compressa;
$N_{pl,fs}$	resistenza plastica della flangia superiore;
$N_{pl,w+}$	resistenza plastica della parte compressa di anima;
$N_{pl,fi}$	resistenza plastica della flangia inferiore;
$N_{pl,w-}$	resistenza plastica della parte tesa di anima
$M_{pl,Rd}$	momento resistente plastico
$N_{as,sup}$	resistenza plastica delle armature superiori della soletta;
$N_{as,inf}$	resistenza plastica delle armature inferiori della soletta;

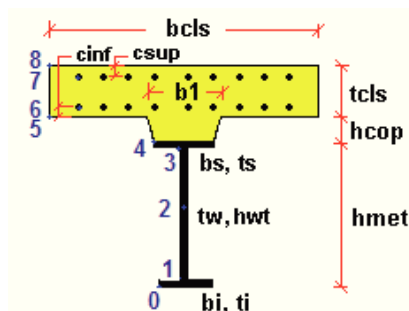
7.1.2.2 RESISTENZA ELASTICA ALLA FLESSIONE

Nel caso in cui la resistenza è valutata in campo elastico si utilizzano le seguenti tensioni di calcolo per i materiali:

acciaio strutturale (trazione o compressione)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	con $\gamma_{M0} = 1,05$
barre di armature in soletta	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_S$	con $\gamma_S = 1,15$
calcestruzzo (compressione)	$0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_C$	con $\gamma_C = 1,5$

La verifica è soddisfatta se risulta $\eta_1 \leq 1,0$ nelle fibre estreme della sezione, con η_1 valore adimensionalizzato delle tensioni definito nell'eurocodice EN1993-1-5. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5.

I valori delle tensioni riportate nelle tabelle che seguono fanno riferimento alle fibre caratteristiche numerate come nella figura a fianco.



7.1.3 RESISTENZA A TAGLIO

La resistenza di progetto a taglio è valutata con:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

dove $V_{bw,Rd}$ resistenza a taglio dell'anima e $V_{bf,Rd}$ resistenza a taglio delle flange. La verifica a taglio è in questa relazione di calcolo posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente secondo la seguente formulazione

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

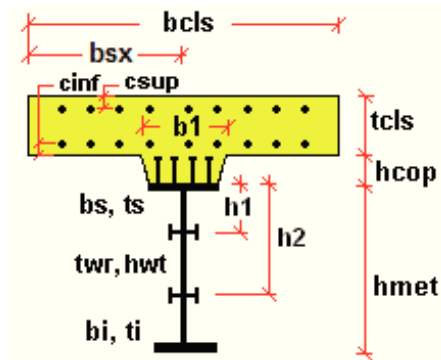
7.1.4 INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO FLETTENTE

Quando V_{Ed} è maggiore della metà di $V_{b,Rd}$ è necessario ridurre la resistenza a flessione della sezione trasversale. La riduzione da prendere in considerazione dipende dalla sezione trasversale, nel caso di sezioni di classe 1 o 2 secondo le indicazioni di EN 1994-2 oppure per sezioni di classe 3 o 4, secondo le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5.

7.1.5 RIEPILOGO GEOMETRIA TRAVI

Si riporta di seguito il riepilogo dei dati geometrici delle sezioni di verifica introdotte nel modello di calcolo.

Sections	X (m)	hs (mm)	bsup (mm)	tsup (mm)	hw (mm)	tw (mm)	binf (mm)	tinf (mm)	tcls (mm)	hcop (mm)	beff (mm)	Fisup (mm)	pbsup (mm)	csup (mm)	Flinf (mm)	pbinf (mm)	cinf (mm)	d pioli (mm)	h pioli (mm)	n pioli (/m)
C1_S1	0,000	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C1_S2	6,500	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C2_S1	6,500	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C2_S2	13,000	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C3_S1	13,000	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C3_S2	19,500	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C4_S1	19,500	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C4_S2	26,000	1250	350	25	1200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



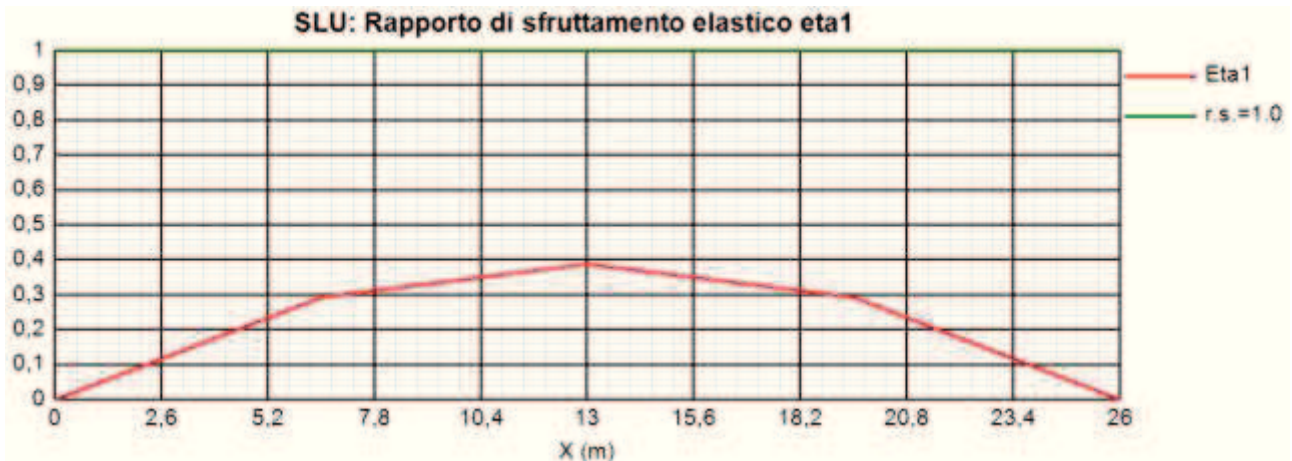
7.1.6 VERIFICHE AGLI SLU PER FLESSIONE, TAGLIO E INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO

Nel seguito le verifiche di resistenza per flessione, taglio e di interazione flessione-taglio sono riportate in maniera sintetica, relativamente all'involuppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate.

- verifica di resistenza a flessione fatta attingendo al valore elastico $M_{el,Rd}$ e diagrammata in termini adimensionali

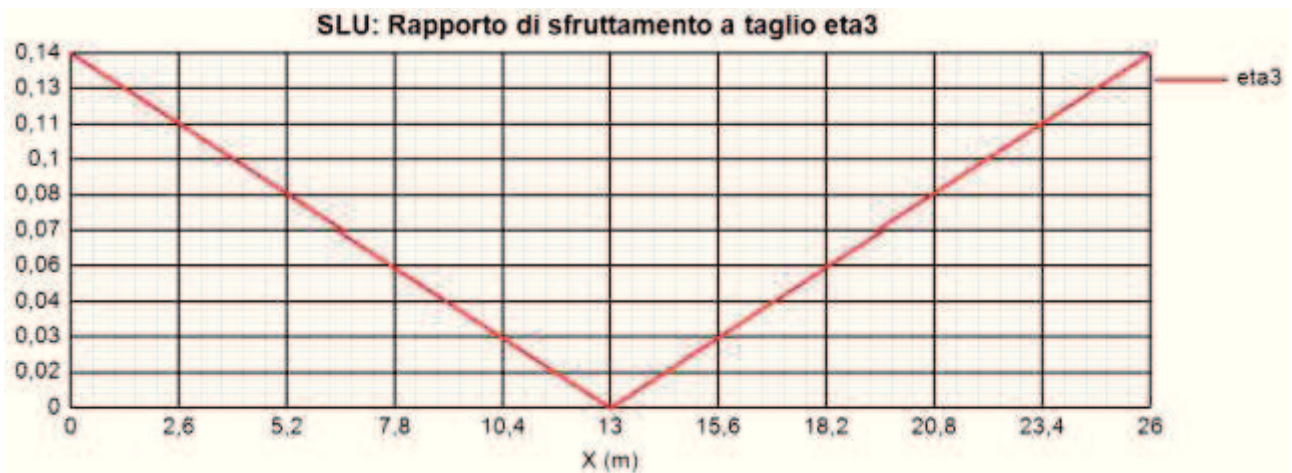
$$\eta_{1_elastico} = \frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} \leq 1,0$$

l'interazione taglio momento è eseguita seguendo le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5.



- Verifica di resistenza al taglio valutata come $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$ e diagrammata in termini adimensionali

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$



7.1.7 VERIFICHE "A RESPIRO" DELLE ANIME (SLE)

Le verifiche a respiro sono condotte con riferimento alla norma EN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\frac{\sigma_{x,Ed,ser}^2}{k_\sigma \sigma_E} + \frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}^2}{k_\tau \sigma_E}} \leq 1,1$$

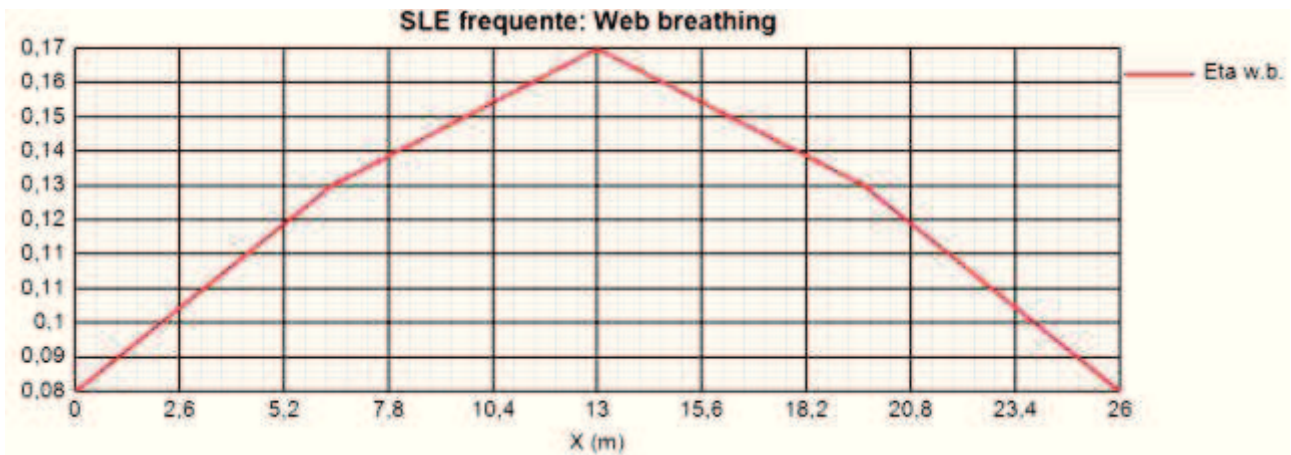
dove:

$\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per le combinazioni di carico frequente;

k_σ e k_τ sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;

$$\sigma_E = 190000 \frac{t^2}{b}$$

"b" e "t" sono, rispettivamente, altezza e spessore del pannello d'anima.



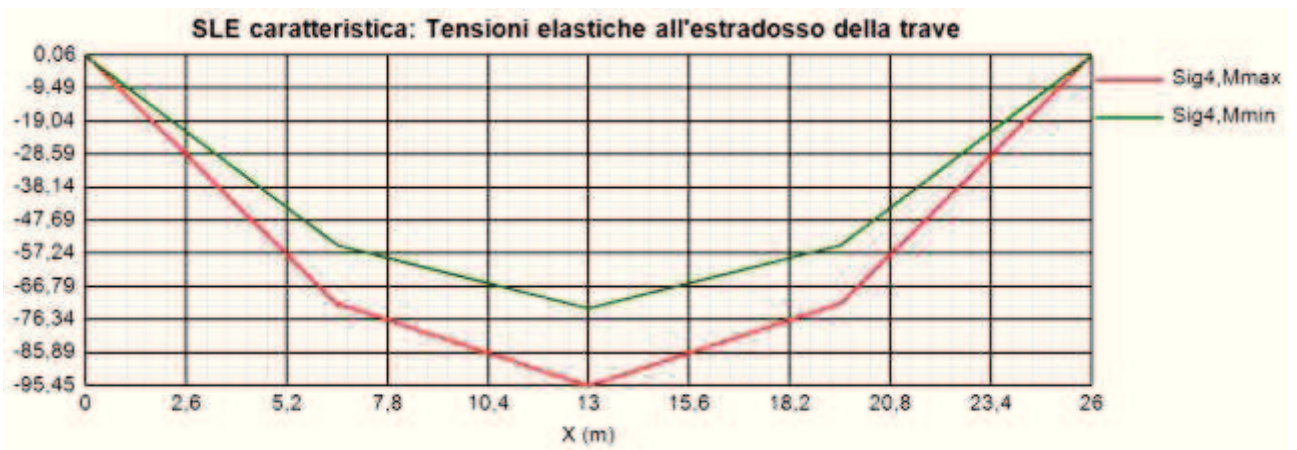
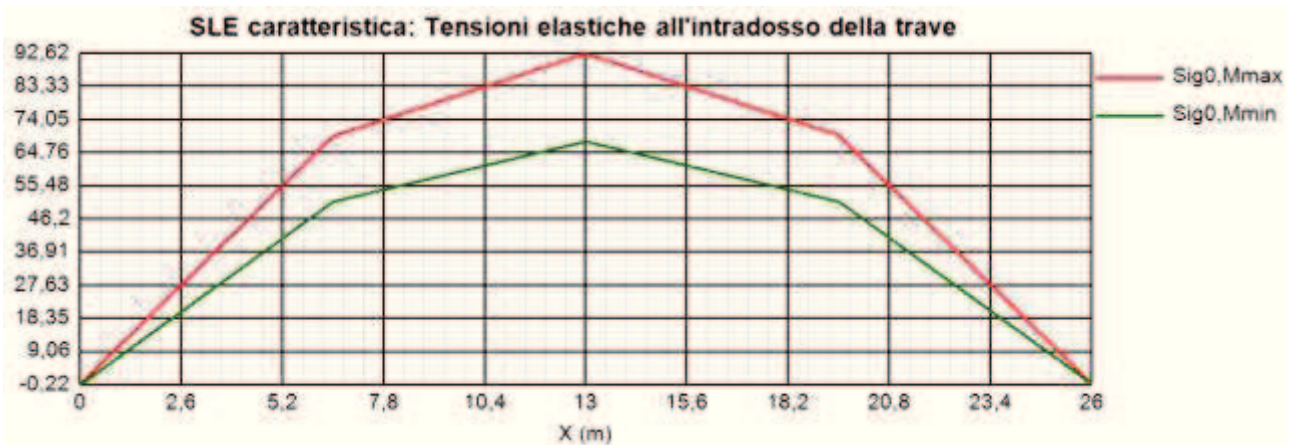
7.1.8 LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Le verifiche sono state effettuate, a partire dalle sollecitazioni determinate nella combinazione caratteristica (rara), controllando che nelle fibre della trave metallica risultino soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1 \qquad \frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M,ser})} \leq 1 \qquad \frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

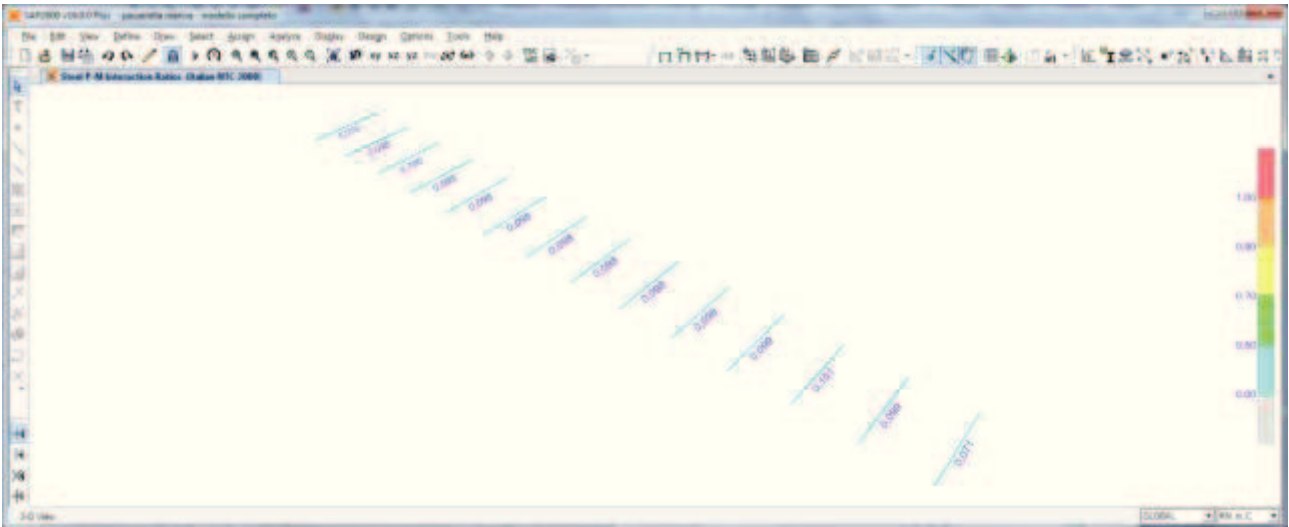
Il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,ser}$ è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

Le tensioni di progetto sono state determinate considerando la sezione composta formata dalla trave metallica e dalla soletta collaborante in c.a..



7.2 VERIFICHE TRAVERSI

Si riportano le verifiche di resistenza e stabilità dei traveri costituiti da profili HE 200 B. Le verifiche sono condotte in modo automatico tramite il software SAP2000 secondo l'eurocodice EC3.



Steel Stress Check Data - Italian NTC 2008

Units: EN, m, C

$a_{eff} = 0,000$	$e_{ny} = 0,000$	$e_{nz} = 0,000$	$w_{e1,yy} = 5,696E-04$	$w_{eff,yy} = 5,696E-04$
$A = 0,000$	$I_{yy} = 5,696E-05$	$I_{zz} = 0,005$	$w_{e1,zz} = 2,003E-04$	$w_{eff,zz} = 2,003E-04$
$I_t = 0,000$	$I_{yz} = 2,003E-05$	$i_z = 0,051$	$w_{p1,yy} = 6,430E-04$	$a_v, z = 0,006$
$I_u = 0,000$	$I_y = 0,000$	$i = 0,200$	$w_{p1,zz} = 3,060E-04$	$a_v, y = 0,002$
$E = 210000000,0$	$F_y = 355000,000$	$F_u = 510000,000$		

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Hed	Hed,yy	Hed,zz	Hed,z	Hed,y	Hed
2,900	0,095	4,995	-0,032	11,505	-0,558	-0,024

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	Mmajor Ratio	Mminor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(A)-6.62	0,101	0,000	0,009	0,002	0,950	OK

BASIC FACTORS			
Buckling Mode	K Factor	l Factor	lcr/l
Major (y-y)	1,000	1,000	37,471
Major Braced	1,000	1,000	37,471
Minor (z-z)	1,000	1,000	63,188
Minor Braced	1,000	1,000	63,188
LTB	1,000	1,000	63,188

AXIAL FORCE DESIGN						
	Hed Force	Hc,Rd Capacity	Ht,Rd Capacity	Mp1,Rd	Hu,Rd	Ncr,I
Axial	0,095	2640,524	2640,524	2640,524	2867,822	8410,289

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Hb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	11520,932	0,490	0,670	0,888	2345,962
MajorB(y-y)	b	0,340	11520,932	0,490	0,670	0,888	2345,962
Minor (z-z)	c	0,490	4054,152	0,827	0,996	0,645	1703,745
MinorB(z-z)	c	0,490	4054,152	0,827	0,996	0,645	1703,745
Torsional TF	c	0,490	8410,289	0,574	0,757	0,801	2113,981

MOMENT DESIGN						
	Hed Moment	Hed,span Moment	Hc,Rd Capacity	Ht,Rd Capacity	Hb,Rd Capacity	Hb,Rd Capacity
Major (y-y)	4,995	19,284	217,395	217,395	217,395	194,933
Minor (z-z)	-0,032	-0,174	103,457	103,457	103,457	103,457

COMPACTNESS						
	Section Class 1	Flange Class 1	Web Class 1	Epsilon	Alpha	Psi
LTB	a	0,210	0,582	0,709	0,897	1,162

FACTORS						
	Chi	Cm2	CmLT	ky1	ky2	ky3
LTB	1,000	1,000	1,000	1,000	0,600	1,000

7.3 VERIFICA IMPALCATO

L'impalcato della passerella è realizzato con una lamiera grecata h=55mm sp.8/10 e getto di completamento armato superiormente con rete e.s. Ø8/10x10 e inferiormente con 1+1 Ø12/15, per uno spessore complessivo di 120mm.

7.3.1 VERIFICA LAMIERA GRECATA IN FASE DI GETTO

Si riporta la verifica della lamiera grecata in fase di getto. Il carico agente è costituito dal peso della soletta (2,50 kN/m²) e da un sovraccarico accidentale assunto pari a 0,75 kN/m². In combinazione ultima il carico massimo agente è pari a:

$$q_{SLU} = 1,3 \times 2,50 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,75 \text{ kN/m}^2 = 4,38 \text{ kN/m}^2$$

Dalle tabelle riportate di seguito, considerando la struttura in semplice appoggio, si ricava che, per una luce massima di 200cm, il sovraccarico sostenibile vale: 5,28 kN/m²

CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN kg/m ² LG 55/800-750																	
SPESSORE mm	INTERASSE m																
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00
0,6	1433	914	633	463	352	266	192	183	108	83	65	51	41	33	26	21	17
0,7	1776	1133	784	573	436	324	233	173	131	101	79	62	49	40	32	25	20
0,8	2142	1367	946	693	528	385	278	206	157	121	95	75	60	49	39	32	26
1,0	2929	1871	1295	948	730	509	368	273	208	161	126	101	81	65	53	43	36
1,25	3990	2548	1765	1293	955	666	482	358	272	211	166	132	106	86	70	57	47
0,6	1794	1145	793	580	442	348	280	230	185	144	114	91	73	60	49	41	34
0,7	2224	1420	984	721	550	433	349	287	227	177	140	112	91	75	62	51	43
0,8	2680	1711	1185	868	662	521	420	346	258	208	165	132	107	88	72	60	50
1,0	3685	2341	1622	1189	907	714	576	464	354	276	219	176	143	117	97	80	67
1,25	4991	3189	2210	1620	1237	974	786	607	464	362	287	230	187	153	127	106	88

I valori in rosso non prevedono limitazioni di freccia

7.3.2 VERIFICA SOLETTA

Si riporta di seguito la verifica del piano di calpestio della passerella eseguito, a vantaggio di sicurezza, trascurando la lamiera grecata e considerando la sola sezione in c.a.

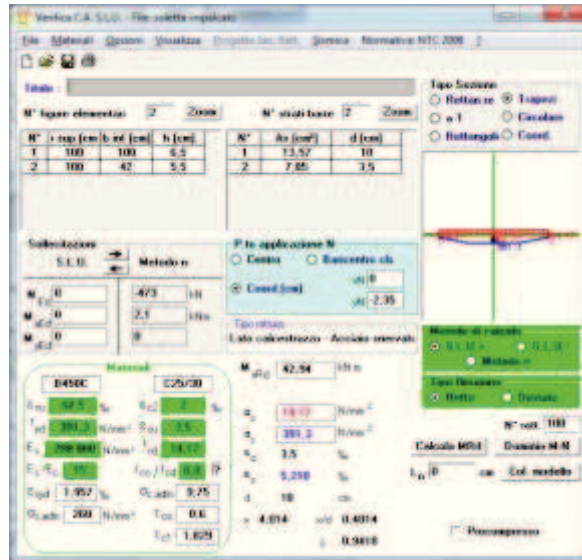
soletta	0,1	25	2,5	kN/m ²
lamiera	-	-	0,15	kN/m ²
massetto	0,06	18	1,08	kN/m ²
pavimentazione	-	-	0,3	kN/m ²
		G1+G2	4,03	kN/m
accidentale	folla	Q	5	kN/m
luce di calcolo	2	m		

Q _{SLU}	13,55	kN/m
Q _{SLEr}	9,03	kN/m
Q _{SLEf}	7,78	kN/m
Q _{SLEqp}	4,03	kN/m

M _{SLU}	6,8	kNm
T _{SLU}	13,5	kN
M _{SLEr}	4,5	kNm
M _{SLEf}	3,9	kNm
M _{SLEqp}	2,0	kNm

7.3.2.1 VERIFICA A FLESSIONE

Il momento massimo sollecitante precedentemente determinato risulta inferiore al valore resistente riportato nell'immagine seguente.



7.3.2.2 VERIFICA A TAGLIO

Si riporta, a favore di sicurezza, la verifica della sezione di dimensioni 100cm x 6.5cm (parte superiore del getto di completamento) non armata a taglio.

v	ρ	k	v_{min} (N/mm ²)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	0.0316	2.00	0.49	26	13.5	si

7.3.2.3 VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO

Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e in quella quasi permanente da confrontare con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

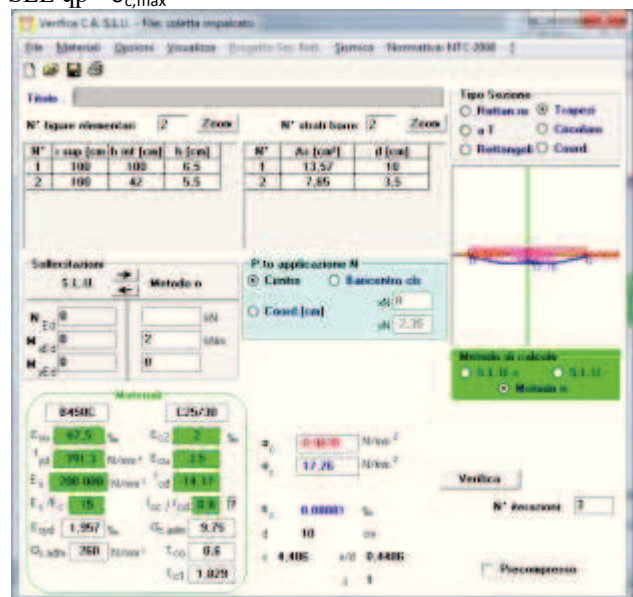
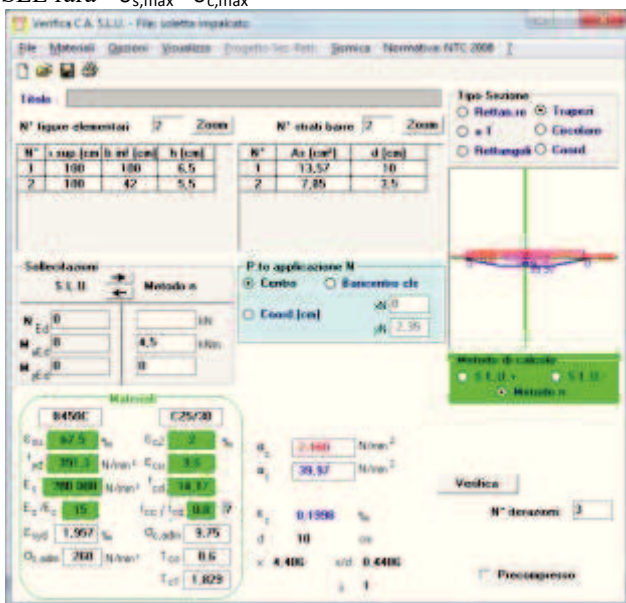
$$\sigma_{s,rara} < 0,8 * f_{yk} = 360 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,6 * f_{ck} = 9,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,qp} < 0,45 * f_{ck} = 7,2 \text{ Mpa}$$

$$SLE \text{ rara} - \sigma_{s,max} - \sigma_{c,max}$$

$$SLE \text{ qp} - \sigma_{c,max}$$



7.3.2.4 VERIFICA A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione si compie, a vantaggio di sicurezza, tramite il metodo tabellare, maggiormente restrittivo rispetto al metodo diretto, verificando che le tensioni nelle armature siano inferiori ai limiti fissati in normativa e di seguito riportati

$$\Phi 12 \quad \sigma_{s,w3} < 320 \text{ Mpa} \quad (\text{SLE frequente})$$

$$\sigma_{s,w2} < 280 \text{ Mpa} \quad (\text{SLE quasi permanente})$$

Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti in combinazione frequente e quasi permanente.

SLE f - $\sigma_{s,max}$

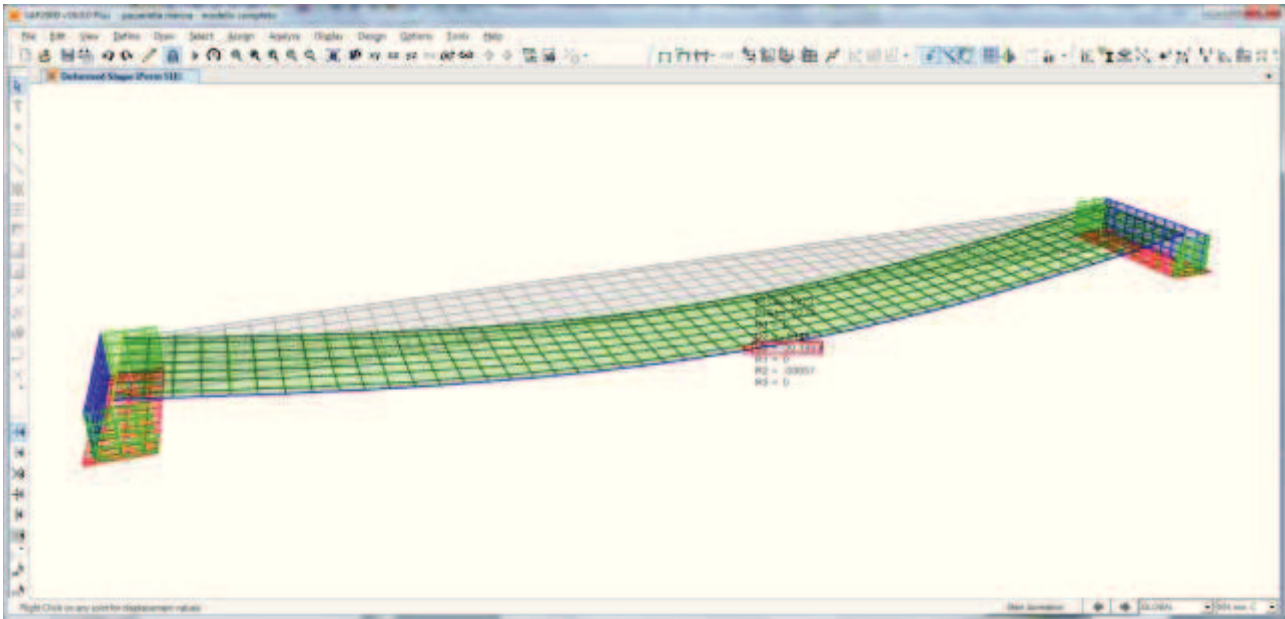


SLE qp - $\sigma_{s,max}$

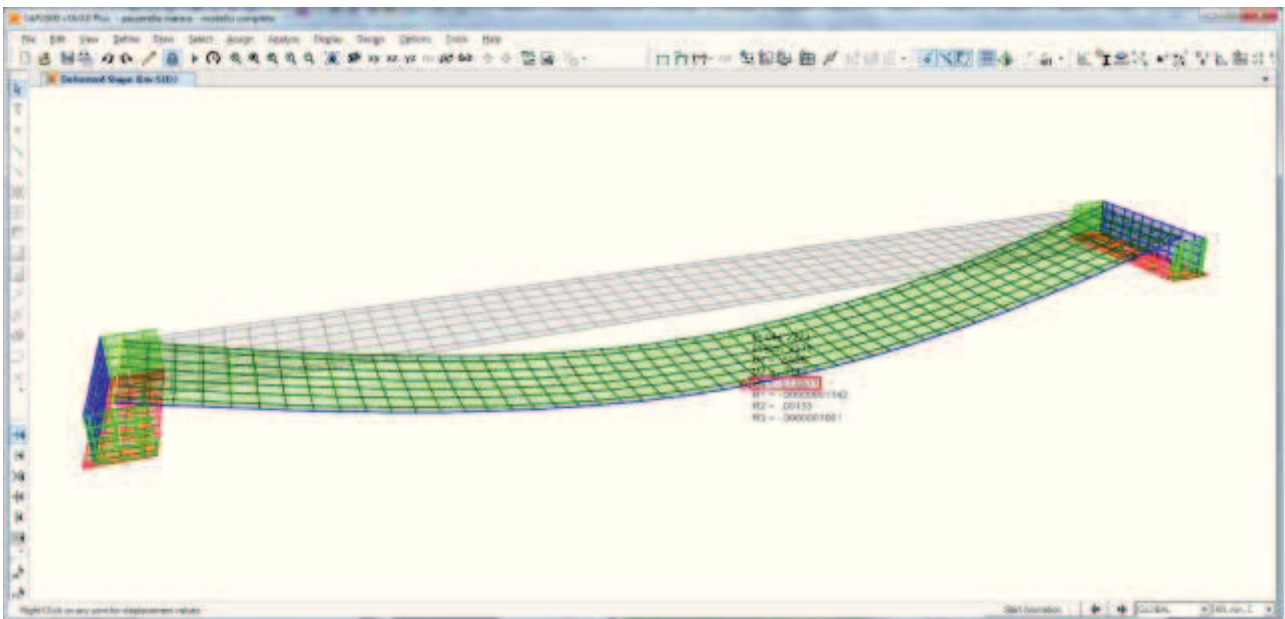


7.4 VERIFICA DEFORMABILITÀ

Il massimo spostamento verticale dell'impalcato dovuto ai carichi permanenti è circa pari a 30,2 mm (1/860 della luce). Tale valore risulta inferiore al limite di L/150.



Il massimo spostamento verticale dell'impalcato dovuto ai carichi accidentali in combinazione rara è circa pari a 51,7 mm – 30,2 mm = 21,5 mm (1/1209 della luce). Tale valore risulta inferiore al limite di L/500.

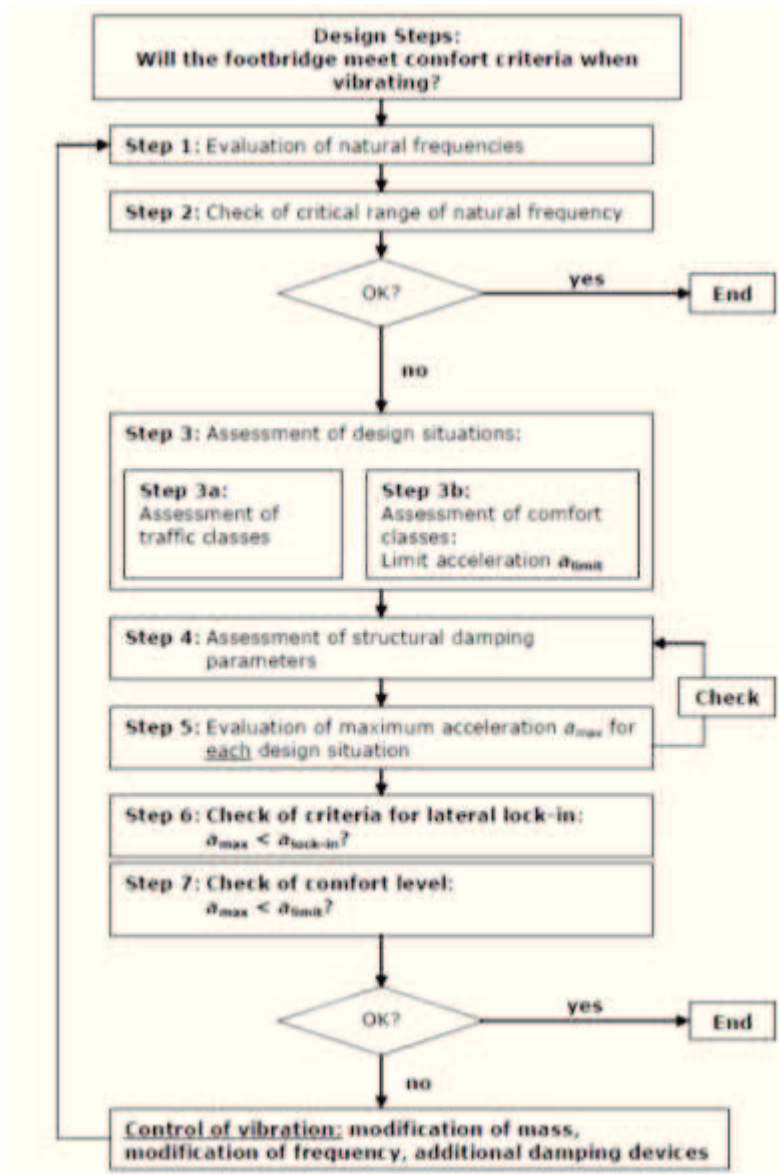


7.5 VERIFICA VIBRAZIONI

Le vibrazioni nei ponti pedonali possono essere indotte da varie cause, quali, per esempio, vento o persone singole o in gruppo che camminano, corrono, saltano o danzano sul ponte.

Ai fini delle verifiche nei riguardi dello stato limite di vibrazione può essere necessario considerare appropriati modelli dinamici, che tengano conto del numero e della posizione delle persone simultaneamente presenti sul ponte e di fattori esterni, quale la localizzazione del ponte stesso, e definire opportuni criteri di comfort.

Visto che nella normativa vigente sono scarsi i riferimenti che si fanno per quanto riguarda il problema delle vibrazioni indotte da camminamento, si è fatto ricorso alla normativa europea, con precisione all' Eurocodice n.1 Parte 3 Carichi da Traffico sui ponti. Inoltre si è scelto di seguire delle indicazioni tecniche riportate dal JRC Scientific and Technical Reports "Design o Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations" (www.steelconstruct.com). Attraverso un quadro è possibile stabilire quali sono i passi da seguire per lo studio delle vibrazioni sul ponte.



Il primo step è quello di procedere alla progettazione del ponte, e di determinare le frequenze attraverso un'analisi dinamica del ponte scarico. Determinati i modi di vibrazione della struttura si sono confrontati con un range di valori stabiliti; se tali valori di vibrazioni rientrano nel range prestabilito è necessario procedere allo studio delle vibrazioni, se invece tale condizione non è verificata il problema si considera risolto.

Nel primo caso è necessario procedere alla definizione della classe di traffico e della classe di confort, con la prima condizione si determina la sicurezza strutturale dell'opera con la seconda si determina se il livello di confort prescelto è stato raggiunto dalla struttura.

Tali controlli si fanno sulle accelerazioni raggiunte sotto delle forzanti esterne che riproducono il camminamento della folla.

Se il livello di accelerazione risulta maggiore di quello previsto allora si può agire sulla struttura attraverso la massa, la frequenza, lo smorzamento strutturale oppure all'aggiunta di smorzatori, che permettono attraverso un procedimento iterativo la determinazione nuovamente delle frequenze, ripetendo nuovamente gli step da 1 a 7.

Questi interventi possono essere effettuati o singolarmente o insieme in modo da poter garantire il raggiungimento del livello di confort che è stato definito in fase di progettazione.

Nel caso si sono determinati i periodi e le frequenze naturali della struttura attraverso un'analisi dinamica.

Il range delle frequenze critiche, per cui l'azione del pedone può determinare delle deformazioni sulla passerella pedonale, sono di seguito riportati:

Vibrazioni verticali e longitudinali 1,25 Hz < f_i < 2,30 Hz

Vibrazioni trasversali 0,50 Hz < f_i < 1,20 Hz

Di seguito si mostrano i confronti tra gli intervalli critici indicati in precedenza e i primi 5 modi di vibrare della passerella, calcolati considerando i soli pesi propri:

Mode	freq [1/s]	Direzione	range [1/s]		check
1	3,59	verticale	1,25	2,30	ok
2	4,82	trasversale	0,50	1,20	ok
3	11,13	trasversale	0,50	1,20	ok
4	13,12	trasversale	0,50	1,20	ok
5	13,82	longitudinale	1,25	2,30	ok

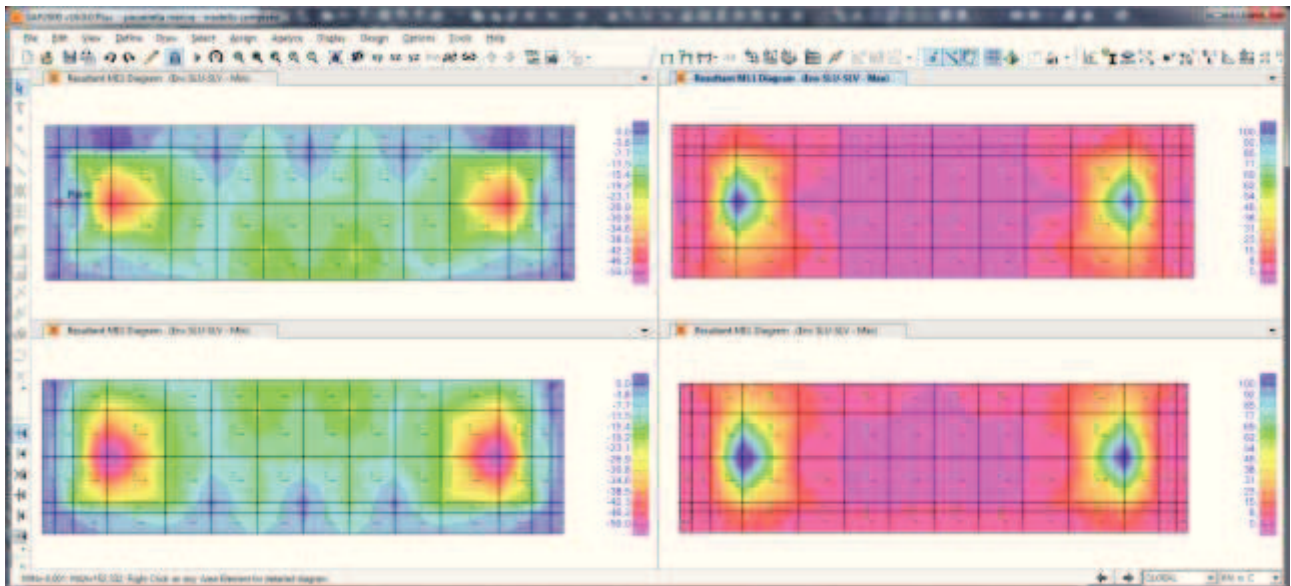
8 VERIFICA SOTTOSTRUTTURE

8.1 PLATEA SPALLE

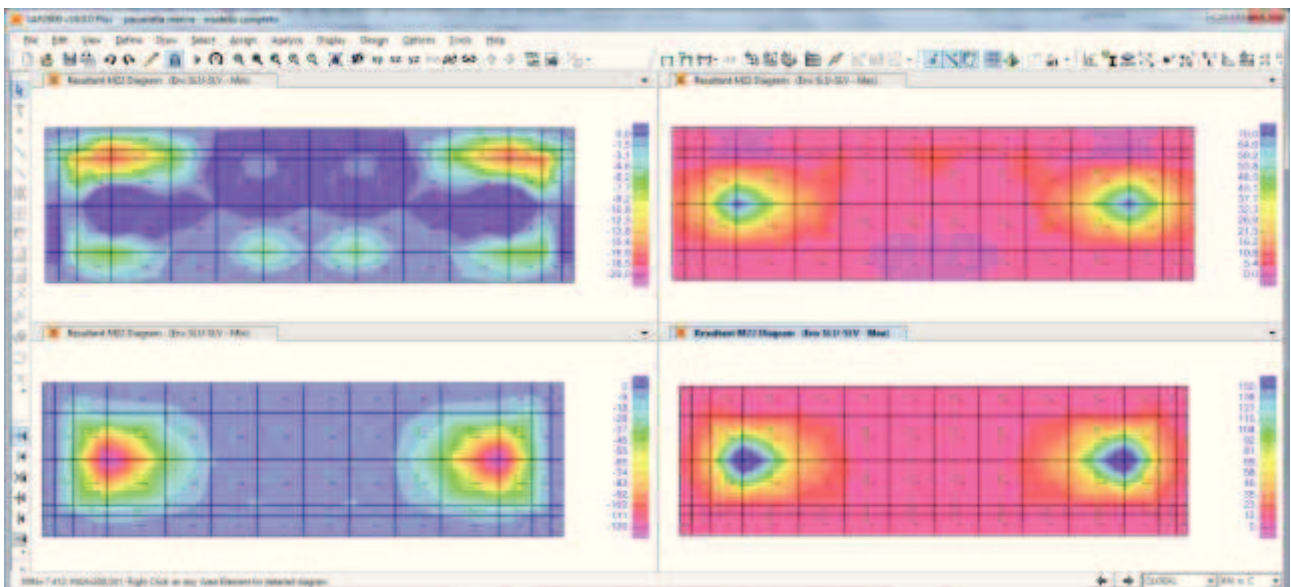
La verifica è stata eseguita determinando i momenti e i tagli resistenti della sezione di progetto di spessore pari a 40 cm.

8.1.1 SOLLECITAZIONI

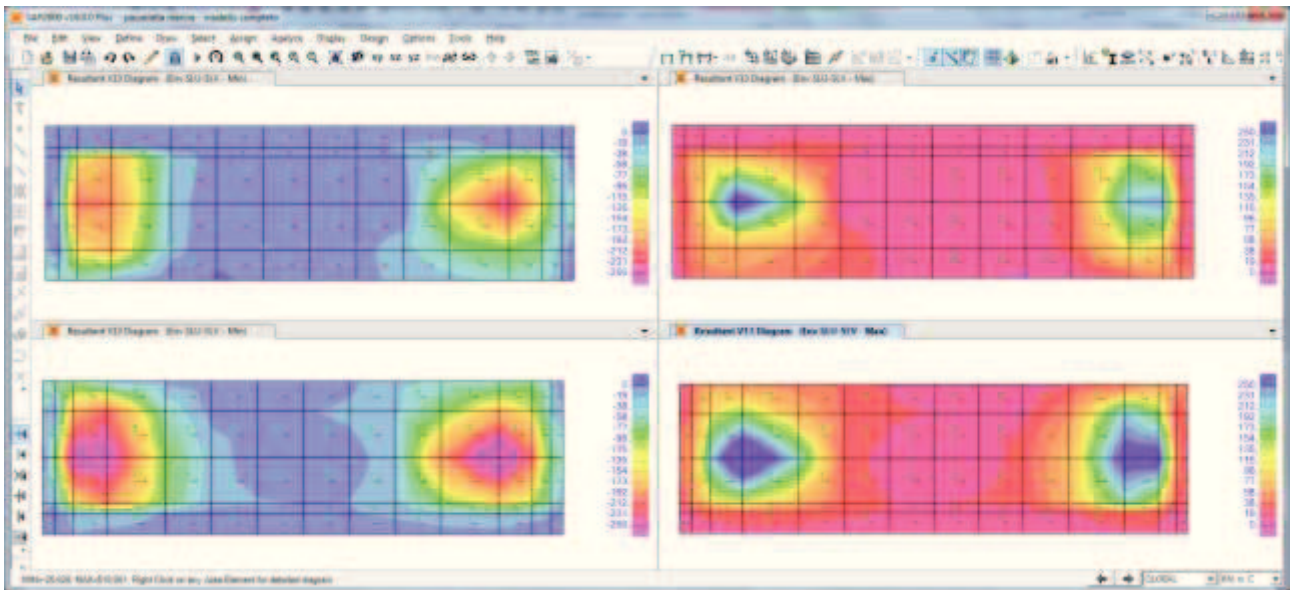
Si riportano i momenti e i tagli sollecitanti massimi, per unità di lunghezza, agenti nell'elemento strutturale considerando le combinazioni di carico ultime e d'esercizio. Gli effetti locali derivanti dalla modellazione non vengono, di fatto, considerati. Gli assi 1 e 2 degli shell con cui è stato modellato l'elemento, lungo cui vengono visualizzati i momenti e i tagli sollecitanti, sono disposti, rispettivamente, in direzione trasversale e longitudinale all'asse del ponte.



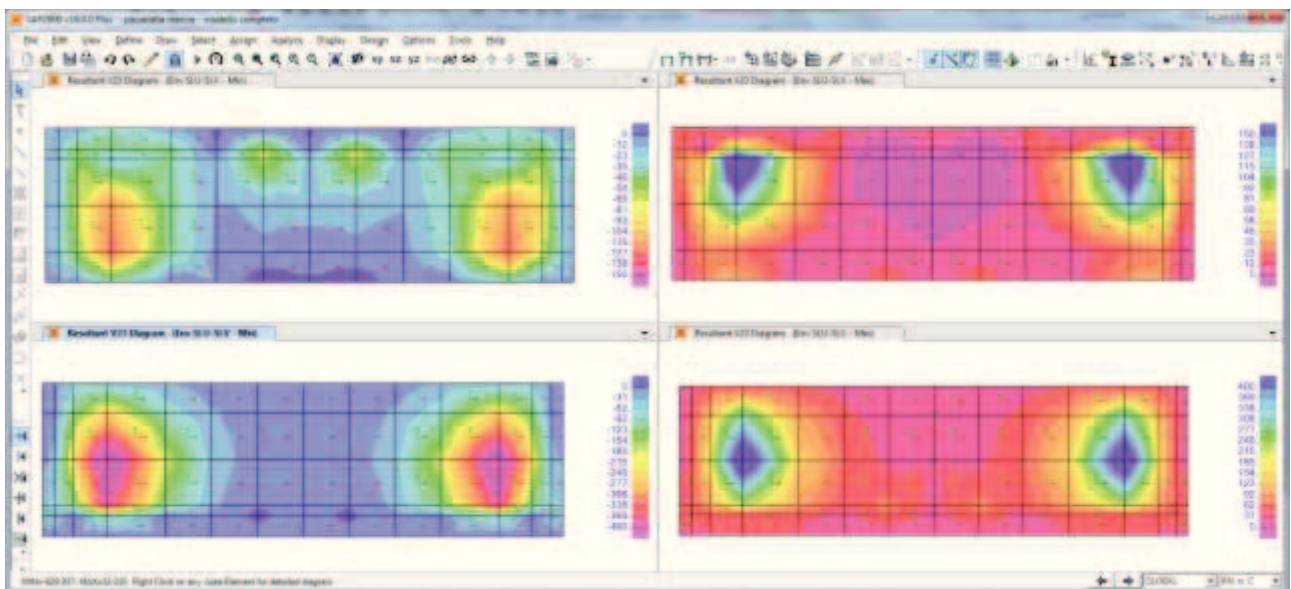
Sollecitazioni flettenti M11 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



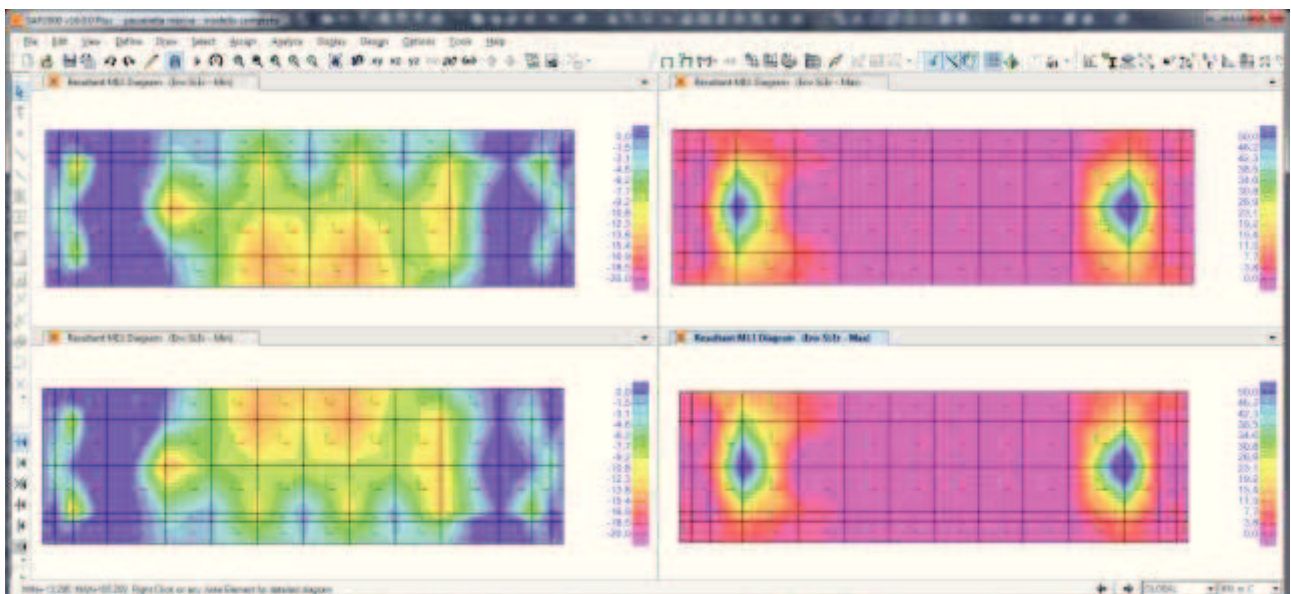
Sollecitazioni flettenti M22 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



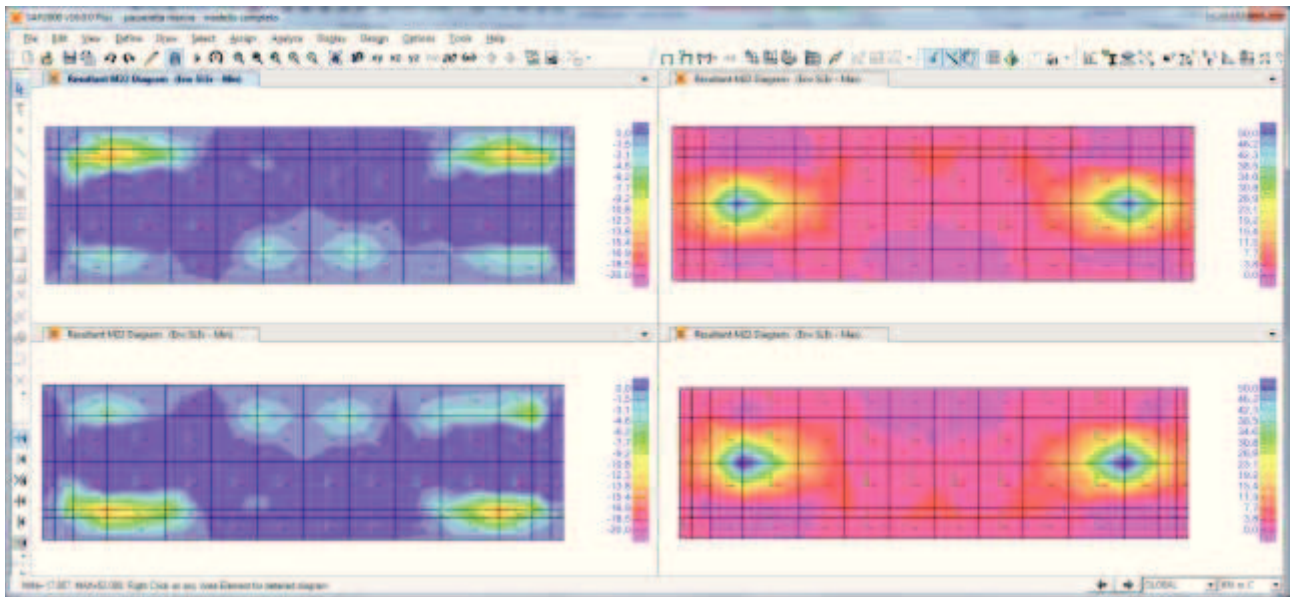
Sollecitazioni taglianti V13 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



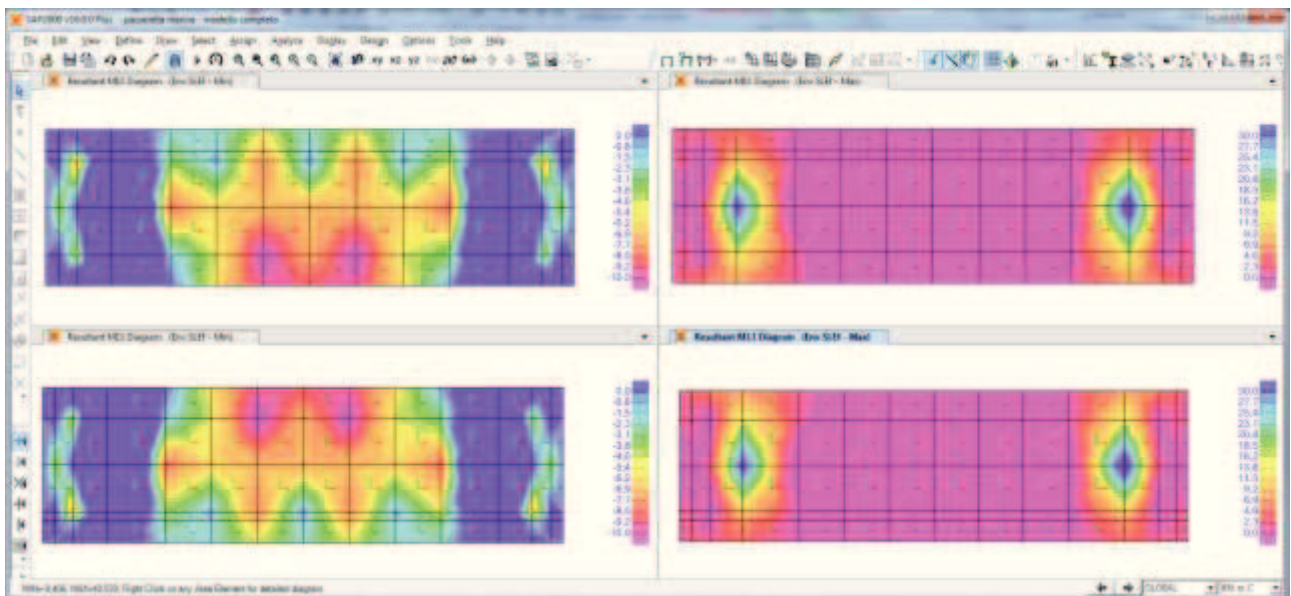
Sollecitazioni taglianti V23 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



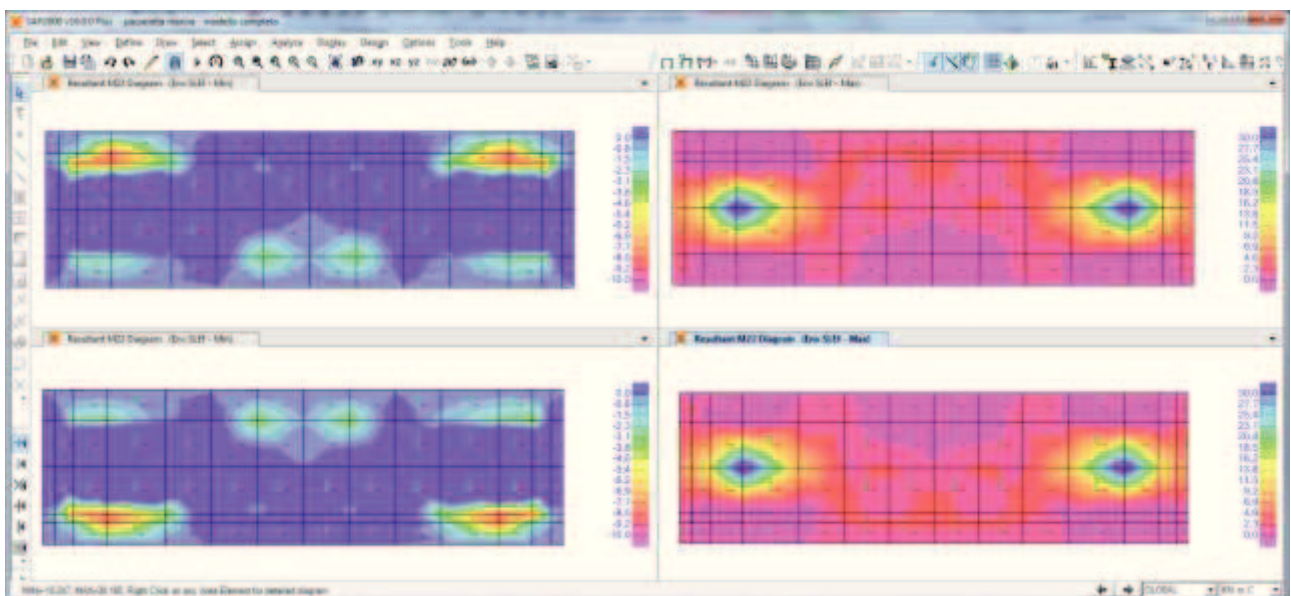
Sollecitazioni flettenti M11 – ENV_SLER (kN,m,C)



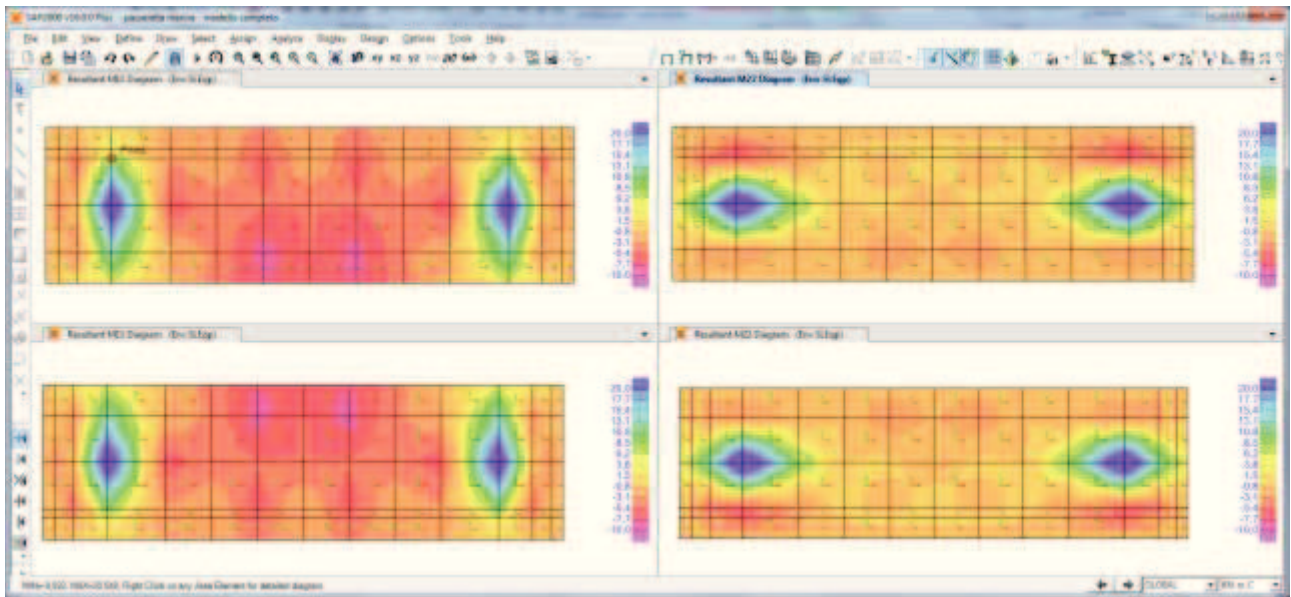
Sollecitazioni flettenti M22 – ENV_SLEr (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11 – ENV_SLEf (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M22 – ENV_SLEf (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11/M22 – SLE_qp (kN,m,C)

Si riporta di seguito un riepilogo delle sollecitazioni utilizzate nella verifica.

Dir. 11	Momento positivo	M_{SLU} (kNm)	95
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	60
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	35
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	25
	Momento negativo	M_{SLU} (kNm)	-60
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	-15
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	-10
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	-8
Taglio	V_{SLU} (kN)	260	

Dir. 22	Momento positivo	M_{SLU} (kNm)	185
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	50
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	35
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	25
	Momento negativo	M_{SLU} (kNm)	-135
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	-10
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	-8
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	-6
Taglio	V_{SLU} (kN)	450	

8.1.2 VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI

La platea è armata con 1Ø20/20 in direzione entrambe le direzioni sia superiormente che inferiormente.

8.1.2.1 VERIFICA A FLESSIONE

Si riportano le verifiche a flessione della platea (momenti resistenti e sollecitanti per unità di larghezza).

M11 positivo	x (mm)	x/d (-)	ϵ_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	63,91	0,19	-0,00033	-109964	724311	192	95	si

M11 negativo	x (mm)	x/d (-)	ϵ_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	63,91	0,19	-0,00033	-109964	724311	192	60	si

M22 positivo	x (mm)	x/d (-)	ϵ_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	51,41	0,15	0,00010	31683	582665	201	185	si

M22 negativo	x (mm)	x/d (-)	ϵ_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	verifica
	51,41	0,15	0,00010	31683	582665	201	135	si

8.1.2.2 VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio della sezione in corrispondenza del baggiolo, provvista di armatura specifica ($\varnothing 20$).

V11	φ_s	n	A_{sw}	i (mm)	α	$\cotg \theta$	V_{Rsd} (N)	V_{Rcd} (N)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	20	4	1257	500	63	2,50	783	873	783	260	si

V22	φ_s	n	A_{sw}	i (mm)	α	$\cotg \theta$	V_{Rsd} (N)	V_{Rcd} (N)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	20	4	1257	500	63	2,50	831	926	831	450	si

8.1.3 VERIFICHE STATI LIMITE D'ESERCIZIO

8.1.3.1 VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO

Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e in quella quasi permanente da confrontare con i limiti posti in normativa.

M11 positivo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	3,68	15,00	si	1,53	11,25	si	130,51	360,00	si

M11 negativo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	0,92	15,00	si	0,49	11,25	si	32,63	360,00	si

M22 positivo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	2,63	15,00	si	1,31	11,25	si	101,42	360,00	si

M22 negativo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{c,q. Permanente}$	$0,45 \cdot f_{ck}$	verifica	$\sigma_{s,rara}$	$0,8 \cdot f_{yk}$	verifica
	0,53	15,00	si	0,32	11,25	si	20,28	360,00	si

8.1.3.2 VERIFICA A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione si compie, a vantaggio di sicurezza, tramite il metodo tabellare, maggiormente restrittivo rispetto al metodo diretto, verificando che le tensioni nelle armature siano inferiori ai limiti fissati in normativa.

M11 positivo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w 2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w 1}$	fessurazione
	76	222	no	54	182	no

M11 negativo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w 2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w 1}$	fessurazione
	22	222	no	17	182	no

M22 positivo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w 2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w 1}$	fessurazione
	71	222	no	51	182	no

M22 negativo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w 2}$	fessurazione	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w 1}$	fessurazione
	16	222	no	12	182	no

8.2 MICROPALI

La valutazione dello stato di sollecitazione dei micropali può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti l'una dall'altra.

Il palo, infatti, può essere schematizzato come una trave su molle con rigidezza pari al coefficiente di sottofondo del terreno k_h , con testa impedita di ruotare, per la presenza della zattera di fondazione, e sottoposta ad un carico concentrato all'estremità vincolata. In questo caso l'equazione della linea elastica del palo vale:

$$E_c J_p \frac{d^4 y}{dz^4} = 0 \quad 0 < z < h$$

$$E_c J_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_{sh} y = 0 \quad z \geq h$$

Dove:

- E_c : modulo di elasticità del calcestruzzo;
- J_p : momento d'inerzia del palo;
- y : spostamento del palo alla profondità z ;
- E_{sh} : modulo di elasticità del terreno in direzione orizzontale;
- h : eventuale altezza di terreno non considerata nel calcolo;

Il modulo di elasticità del suolo in direzione orizzontale è di difficile valutazione in quanto dipende sia dalla natura del terreno che dalla larghezza della zona interessata dal palo nel suo spostamento, si può porre nel caso di terreni granulari:

$$E_{sh} = k_h D$$

Nella quale k_h è il coefficiente di sottofondo del terreno in direzione orizzontale, (l'omologo della costante alla Winkler del caso della trave su suolo elastico), ed ha le dimensioni di una forza su di una lunghezza al cubo (è la pressione che provoca lo spostamento unitario) e D è il diametro del palo. Pertanto sostituendo quanto determinato l'equazione differenziale può essere riscritta:

$$E_c J_p \frac{d^4 y}{dz^4} + (k_h D) y = 0$$

Per la determinazione dei valori di k_h , in assenza di valori desunti da prove di carico orizzontali su pali, si può fare riferimento alla seguente formule empirica (cfr. Bowles Fondazioni):

$$k_h = \frac{c_g n_k z_m}{D}$$

Dove:

- $c_g = 0.3$: coefficiente riduttivo di gruppo;
- $n_k = \frac{A\gamma}{1,35}$;
- A : adimensionale dipendente dallo strato di addensamento del terreno (posto pari a 200 nel caso in esame);
- γ : peso specifico del terreno;
- D : diametro del micropalo;
- z_m : profondità media del terreno reagente ;

Nell'ipotesi di k_h costante con la profondità la soluzione della equazione della linea elastica è immediata e la deformata del palo è una sinusoide smorzata caratterizzata dal parametro:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E_c J_p}{k_h D}}$$

Nel caso di micropalo immerso nel terreno e sporgente di h , avente la testa libera di traslare ma impedita di ruotare, e soggetto in testa alla forza di taglio H , le soluzioni della linea elastica forniscono le seguenti espressioni:

$$T_{max} = H \quad M_{max} = 0,5H (L_0 + h)$$

Le azioni sollecitanti (sforzo normale e taglio estratte dal modello di calcolo, momento flettente determinato come appena descritto) si sono considerate interamente affidate all'armatura tubolare del micropalo.

La massima azione trasversale è la stessa per entrambe le spalle che sono fondate su 12 micropali Ø260 mm di 15,00m di lunghezza armate con tubolare Ø193,7 x 12,5 mm.

L	15	m
Ø perforo	260	mm
Ø tubolare	193,7	mm
s	12,5	mm
A	7112	mm ²
W _{pl}	410866	mm ³
f _{yk}	355	N/mm ²

V _{Ed}	16,7	kN
M _{ed}	58,2	kNm
M _{Rd}	138,9	kNm

N _{Ed}	80,9	kN
N _{Rd}	2405	kN

FS	2,21
----	------

c _g	0,3	-
A	200	-
γ	1800	kg/m ³
n _k	266667	kg/m ³
z _m	4	m
k _h	12	N/mm ³
E _c	30000	N/mm ²
J _p	224203850	mm ⁴
J _a	29328247	mm ⁴
J	400173331	mm ⁴
L ₀	1,97	m
h	5,00	m

9 VERIFICA GEOTECNICA DEI MICROPALI

9.1 CRITERI DI VERIFICA

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{M_i} e γ_{F_j} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato direttamente come $E_d = E_k \gamma_E$ con $\gamma_E = \gamma_F$:

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

La verifica della relazione $R_d \geq E_d$ può essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali (cfr tabelle sotto), rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_R (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) qualora i carichi permanenti non strutturali siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coestione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono relativi ai due **approcci progettuali distinti e alternativi** consentiti dal NTC18 per la progettazione geotecnica.

Nel caso specifico, le verifiche geotecniche in termini di capacità portante dei micropali sono state condotte sulla base dell'**approccio 2**, con i coefficienti parziali $\rightarrow A1+M1+R3$.

La capacità portante dei micropali, determinata mediante procedura analitica basata sui parametri geotecnici dei terreni interessati, è stata ridotta del fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate. Considerando l'adozione di una sola relazione analitica per la valutazione del carico limite si è assunto il fattore ξ_3 . Per i terreni interessati dall'opera in esame, il numero di verticali di indagine è **3**.

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

9.1 CARICO LIMITE VERTICALE

9.1.1 CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE VERTICALE

Il carico limite verticale Q_{lim} dei singoli pali (trivellati) è stato calcolato in condizioni drenate in funzione del diametro d e della lunghezza L dei pali. La formula utilizzata è:

$$Q_{lim} = p_{lim} \frac{\pi d^2}{4} + \pi d \int_0^L s_{lim} dz$$

dove le resistenze unitarie alla punta e laterale sono rispettivamente calcolate come:

$$p_{lim,d} = N_c c' + N_q \sigma_{vL}'$$

$$s_{lim,d} = k \mu \sigma_{vz}'$$

dove:

σ_{vL}' : la tensione efficace agente in sito alla quota considerata;

k : coefficiente di tensione è stato determinato con la formula di Jacky:

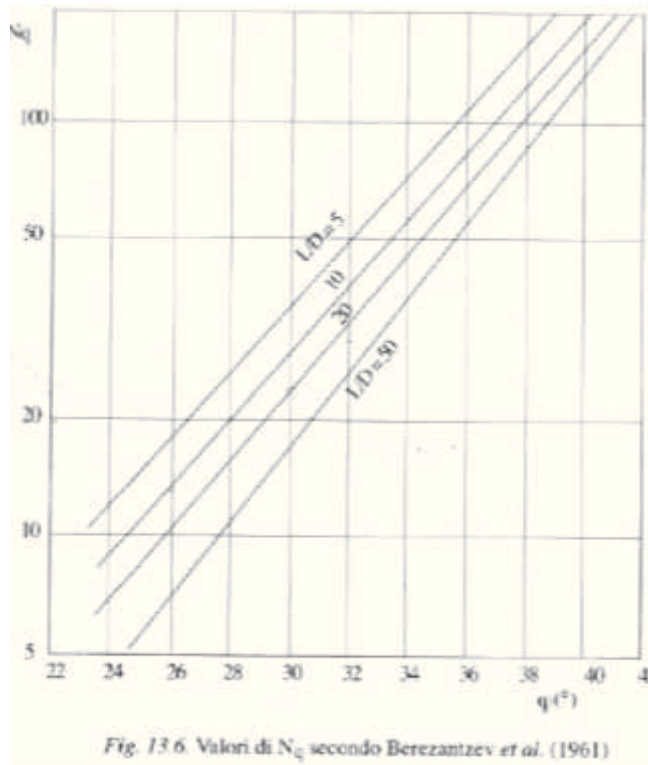
$$k = 1 - \text{sen} \varphi'$$

$\mu = \tan \varphi'$: il coefficiente di attrito;

N_c : determinato con seguente relazione:

$$N_c = (Nq - 1) \square (\tan(\varphi'))^{-1}$$

Nq : determinato con l'ausilio del grafico seguente in funzione di φ , L e d :



Di seguito si riporta la stratigrafia dei terreni e le caratteristiche del sistema di fondazione di ogni sottostruttura:

STRATIGRAFIA			
Strati	Unità geotecniche	Profondità iniziale	Profondità finale
		[m]	[m]
1°	Sabbie e limi con termini intermedi	+44.00	+36.00
2°	Ghiaia sabbiosa/limosa e sabbia con ghiaia	+36.00	+30.00
3°	Argilla limosa con livelli sabbiosi	+30.00	+26.00
4°	Argilla limosa	+26.00	-
	Falda	+36.00	/

CARATTERISTICHE FONDAZIONI PROFONDE					
	Diametro	N°	Lunghezza	profondità iniziale	profondità finale
	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
Spalla 1	0,26	12	15	+43.83	+28.83
Spalla 2	0,26	12	15	+43.83	+28.83

9.1.2 RISULTATI

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche per i micropali di pile e spalle.

Si evidenzia che alla portanza del palo è stato tolto il peso del palo compensato, determinato sottraendo al peso del palo il peso della colonna di terreno (ovvero calcolando il peso del palo con peso specifico $\gamma_p = \gamma_{c.a} - \gamma_t$).

Data la geometria della palificata la portanza del palo è stata ridotta introducendo il coefficiente per la portanza dei pali in gruppo indicato di seguito:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90nm} = 0,95$$

Dove:

- m è il numero di colonne della palificata;
- n è il numero di righe della palificata;

- $\theta = \tan^{-1}(D/s)$;
- D è il diametro del palo;
- s è l'interasse del palo.

A vantaggio di sicurezza non si sono considerati i primi 5,00 m di terreno che sono circa pari all'altezza del rilevato arginale che non è quindi influenzato dalla presenza delle spalle.

CAPACITA' PORTANTE VERTICALE						
	Compressione			Trazione		
	Azione massima	Carico limite	Fattore di sicurezza	Azione massima	Carico limite	Fattore di sicurezza
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
Spalla 1	85,5	103	1,21	-10,6	-71	6,66
Spalla 2	80,9	103	1,28	-10,6	-71	6,66

9.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

9.2.1 CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

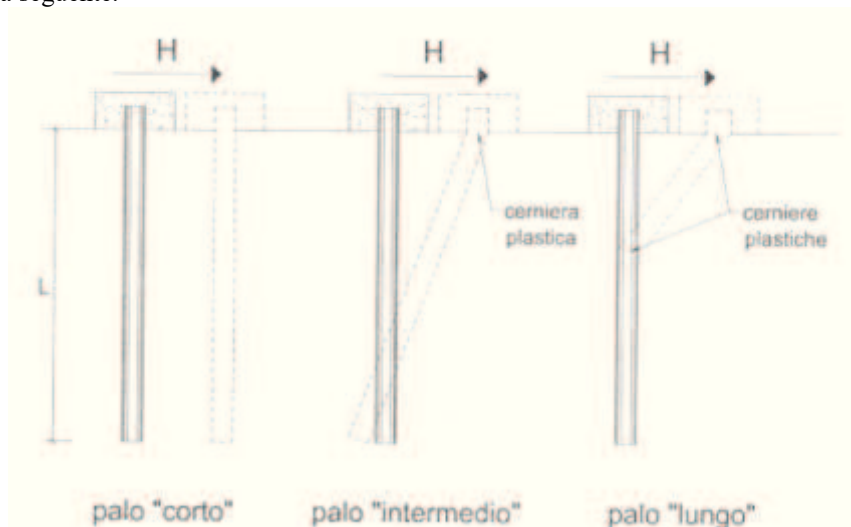
La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- pressione di interazione palo-terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo.

In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (momento di plasticizzazione M_y), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.

I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.



Il momento di plasticizzazione è variabile a seconda dell'armatura e diametro del palo di fondazione.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento di plasticizzazione pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

palo corto
$$H = 9c_u d^2 \frac{L}{d} - 1.5$$

palo intermedio
$$H = -9c_u d^2 \frac{L}{d} + 1.5 + 9c_u d^2 \sqrt{2 \frac{L^2}{d^2} + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4.5}$$

palo lungo
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

9.2.2 RISULTATI

Le verifiche sono state svolte, a vantaggio di sicurezza, considerando il valore di c_u dello strato di terreno più alto che risulta essere sempre il valore minore.

Nelle tabelle di seguito si riportano le verifiche geotecniche per carichi orizzontali dei pali delle pile della carreggiata sinistra, eseguite confrontando le massime azioni sollecitanti in testa al palo con, il carico limite orizzontale.

CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE			
	Azione massima	Carico limite	Fattore di sicurezza
	[kN]	[kN]	[-]
Spalla 1	16,7	45,2	2,71
Spalla 2	16,7	45,2	2,71

10 DISPOSITIVI D'APPOGGIO E GIUNTI

Il sistema di vincolamento scelto per la presente passerella è costituito da appoggi di tipo fisso sulla spalla 1 e di tipo longitudinale dotati di shock transmitters sulla spalla 2.

Questo schema di vincolo permette le deformazioni lente e nel contempo rende entrambe le spalle reagenti all'azione sismica longitudinale.

Le sottostrutture, costituite da platee su micropali, sono posizionate in adiacenza al pendio che costituisce l'argine fluviale. Sono quindi in grado di resistere solo a forze longitudinali che agiscono "verso monte"; nel verso opposto l'assenza di terreno impedisce l'instaurarsi dei meccanismi resistenti.

Si è considerato quindi che l'azione sismica longitudinale gravi solamente su l'una o l'altra spalla in funzione della direzione del sisma.

Si riportano nella tabella seguente le massime sollecitazioni gravanti sui dispositivi:

Spalla 1	APPOGGIO FISSO	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLU
N_{MAX} (kN)	281	128
N_{MIN} (kN)	167	111
H_{LONG} (kN)	20	79
H_{TRASV} (kN)	45	42

Spalla 2	APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE CON SHOCK TRASMITTERS	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLU
N_{MAX} (kN)	281	128
N_{MIN} (kN)	167	111
H_{LONG} (kN)	-	79
H_{TRASV} (kN)	43	38

Si riporta il calcolo dello spostamento dovuto all'azione termica: a cui sono sottoposti i dispositivi longitudinali e il giunto di pavimentazione posto sulla spalla 2:

$$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1};$$

$$\Delta T = \pm 25^\circ \text{ rispetto alla temperatura media annuale;}$$

$$l_{0,S2} = 26,00 \text{ m;}$$

$$\rightarrow \Delta l = 7,8 \text{ mm}$$