COMUNE DI VALLERMOSA

Spazio in bianco per apposizione di autorizzazioni o firme

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E SISMICA

PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN PONTE (PONTE A) NEL RIO GORA MANNA A MARGINE DEL CENTRO ABITATO – CUP H91B19000640002 – CIG 8370870473

Allegato–Versione–Data–ID–U

Allegato N.8
Versione: 1
06/12/2021

ID-Utente: 4236

Committente

Comune di Vallermosa

Società di Ingegneria

DEARIS

www.dearis.org
studiodearis@gmail.com
dearis@pec.it
Via Botticelli 126, 09045, Quartu S.E.
Via Roma 41, 07100, Sassari
P.IVA 03677550927

RTP

Dott. Ing. Stefano Ibba

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA CAGLIARI
N. 5964 Dott. Ing. STEFANO IBBA

Dott. Ing. Marcello Ligas

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI CAGLIARI
N. 5788 Dott. Ing. MARCELLO LIGAS

Dott. Ing. Roberto Giordano

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA CAGLIARI
N. 8606 Dott. Ing. ROBERTO GIORDANO

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Indice

1 Descrizione dell'opera e degli interventi....3
2 Normativa di riferimento....3
3 Caratteristiche meccaniche dei principali materiali utilizzati....4
3.1 Calcestruzzo per opere prefabbricate....4
3.2 Acciaio per cemento armato....5
4 Caratteristiche progettuali, geometriche e strutturali....5
4.1 Descrizione della struttura....5
5 Analisi dei carichi....7
5.1 Peso proprio....7
5.2 Carichi permanenti portati....7
5.3 Peso e spinta delle terre....8
5.4 Ritiro e effetti viscosi del calcestruzzo....9
5.5 Carichi mobili....10
5.6 Azioni longitudinali di frenamento....14
5.7 Azioni della neve e del vento....14
5.8 Azioni della temperatura....16
5.9 Urto da veicolo in svio....16
5.10 Azioni sismiche....16
6 Combinazioni dei carichi....20
6.1 Coefficienti di combinazione....21
7 Prospetto delle condizioni di carico....24
8 Calcolo delle sollecitazioni nelle travi e degli spostamenti nodali....26
9 Verifica delle sezioni e dello stato limite ultimo....29
10 Verifica dello stato limite di esercizio per fessurazione....31
11 Verifica sismica della struttura....32
12 Reazioni trasmesse dalla struttura alle fondazioni e verifica delle fondazioni....35
13 Codici di calcolo....36

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

1 *Descrizione dell'opera e degli interventi*

La presente relazione ha per oggetto le azioni sismiche e i calcoli strutturali relativi alle opere strutturali annesse ai lavori di sistemazione idraulica dell'attraversamento del Rio Gora Manna.

Gli interventi delle opere strutturali riguardano la demolizione e il rifacimento del ponte stradale esistente posto nella strada comunale prolungamento della via Kennedy che conduce verso il sito archeologico denominato Matzanni e lungo il tracciato sono presenti numerose abitazioni ed aziende. L'infrastruttura consente l'attraversamento del Rio Gora Manna.

Le coordinate Gauss Boaga del baricentro dell'opera sono:

4.357.289,26 N 1.481.870,06 E

Il ponte A attualmente è costituito da un'unica campata, realizzato in conglomerato cementizio armato, con luce 4,65 m ed altezza massima netta rispetto alla savanella di circa 1,90 m, di cui si prevede la completa demolizione.

La struttura da ponte verrà realizzata con una successione di archi prefabbricati in cemento armato uguali fra loro, posati su due cordoli di fondazione anch'essi in cemento armato.

Si rimanda agli allegati grafici progettuali per la definizione delle geometrie e delle ipotesi progettuali sviluppate.

2 Normativa di riferimento

Si elencano di seguito le principali normative di riferimento:

- Legge 5 Novembre 1971 n°1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e a struttura metallica";
- D.M. Del 17/01/2018: "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare n°7 del 21 Gennaio 2019: "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni- D.M. 17/01/2018".

Norme di cui è consentita l'applicazione ai sensi del cap.12 del D.M. 17 gennaio 2018:

- UNI EN 1990: 2006 - Eurocodice 1 : "Criteri generali di progettazione strutturale";

- UNI ENV 1991-1-1: 2010; -1-2; 1-3; 1-4; 1.5; “Azioni sulla struttura”;
- Eurocodice 2 - “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 206:2016 - “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”;
- Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – “Linee Guida sul calcestruzzo strutturale” – Circ. MIN.LL.PP. N.11951 del 14 febbraio 1992 - Circolare illustrativa della legge N. 1086.
- D.M. 14 febbraio 1992 - “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circ. MIN.LL.PP. N.37406 del 24 giugno 1993 – “Istruzioni relative alle norme tecniche per l’esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14 febbraio 1992”;
- D.M. 9 gennaio 1996 – Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. - “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 09.01.1996”.

3 Caratteristiche meccaniche dei principali materiali utilizzati

Si riportano, di seguito, le indicazioni sui materiali e sulle loro caratteristiche, utilizzati nell'ambito della progettazione strutturale.

3.1 Calcestruzzo per opere prefabbricate

Classe di resistenza	C35/45
Classe di esposizione	XC4
Resistenza cubica caratteristica a 28 g	45 N/mm^2
Massimo rapporto a/c	0,5
Minimo contenuto in cemento	340 kg/m^3
Copriferro minimo	40 mm

Tabella 1: Caratteristiche calcestruzzo

3.2 Acciaio per cemento armato

Tipo di acciaio	B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}>=540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}>=450 MPa
Allungamento percentuale	$(A_{gt})_k$>=7,5%
Rapporti di duttilità	1,15<=f_{tk}/f_{yk}<1,35

Tabella 2: Caratteristiche acciaio

4 Caratteristiche progettuali, geometriche e strutturali

Il ponte in oggetto, che si inserisce in un tracciato stradale in rettifilo, è caratterizzato da una carreggiata complessiva di 8,75 m in cui trovano sede due corsie di marcia a sensi opposti di larghezza 2,75 m l'una, un marciapiede pedonale di larghezza pari a 2,25 m e due banchine laterali, una per lato, di larghezza 0,50 m ciascuna.
Nell'ottica di promuovere la mobilità green, si è predisposta una corsia ciclopedonale al fine di incentivare l'utilizzo di mezzi alternativi ai veicoli a motore. Le norme del Codice della Strada e i provvedimenti attuativi si ispirano al principio della sicurezza stradale, perseguendo gli obiettivi di ridurre i costi economici, sociali ed ambientali derivanti dal traffico veicolare e di migliorare il livello di qualità della vita dei cittadini. In quest'ottica è stata quindi progettata un marciapiede avente larghezza 2,25 m, destinabile a utilizzo di pista ciclopedonale, adatta ad ospitare la circolazione promiscua di pedoni e ciclisti.
Le analisi e le verifiche strutturali sull'opera in esame sono state condotte nel pieno rispetto delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni adottando, di conseguenza, un approccio di calcolo di tipo prestazionale basato sul ricorso del Metodo degli Stati Limite e sulle nuove modalità di calcolo delle Azioni Sismiche.
Nel seguito, si riportano le principali caratteristiche geometriche, costruttive e statiche dei vari elementi costituenti l'impalcato.

4.1 Descrizione della struttura

La struttura è costituita da una successione di archi prefabbricati in cemento armato uguali fra loro, posati su due cordoli di fondazione anch'essi in cemento armato.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Ogni arco è costituito da due elementi prefabbricati identici a forma di Γ, che, a montaggio ultimato, costituiscono ciascuno un ritto, una trave inclinata sull'orizzontale di 45° e una trave orizzontale.

I vari elementi prefabbricati che costituiscono la struttura sono posati in opera affiancati, quasi a contatto tra loro. L'armatura é in parte inserita all'interno degli elementi prefabbricati, in parte posata in opera negli appositi vani fra un prefabbricato e l'altro e nelle articolazioni. Successivamente i prefabbricati sono solidarizzati tra loro con un getto di calcestruzzo in opera che congloba le armature aggiuntive in opera e rende la struttura monolitica.

I prefabbricati sono costruiti in modo da formare delle cerniere statiche nel collegamento alla fondazione; mentre il collegamento centrale fra i due semiarchi è reso monolitico dai getti in opera e dalle armature integrative. Sulla struttura è situata una soletta collaborante gettata in opera.

La trasmissione degli sforzi tra un arco prefabbricato ed il successivo avviene sia sull'intero sviluppo dell'arco nel suo intero spessore, sia tramite apposite travi traversali in cemento armato localizzate negli spigoli tra le varie falde.

Le cerniere laterali, situate alla base dei montanti verticali, collegano il piede del prefabbricato, opportunamente profilato, e il getto di sigillatura solidale alla fondazione. Esse sono in realtà delle cerniere doppie, con due centri di rotazione distinti. Nel loro funzionamento possono verificarsi tre casi:

- Se il ritto verticale della struttura tende a ruotare verso l'interno del portale, lavora solo la cerniera interna, cioè quella vicina alla facciata interna a vista della struttura, mentre la cerniera esterna si solleva leggermente, ruotando solidalmente al ritto.
- Se il ritto verticale della struttura tende a ruotare verso l'esterno del portale, lavora solo la cerniera esterna, cioè quella vicina al lato contro terra, mentre la cerniera interna si solleva leggermente, ruotando solidalmente al ritto.
- Se la risultante degli sforzi trasmessi dal ritto alla fondazione passa fra i centri delle due cerniere, lo sforzo normale tiene a contatto entrambe le cerniere e non si ha alcuna rotazione. In tal caso il ritto risulta solidale alla fondazione (comportamento ad incastro).

La struttura ha un comportamento isostatico nei confronti degli spostamenti verticali delle fondazioni (che quindi non inducono teoricamente sollecitazioni nella struttura), ma è

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

iperstatica rispetto a spostamenti orizzontali delle fondazioni. Tuttavia anche nei confronti di queste deformazioni il calcolo della struttura dimostra che occorrono deformazioni di notevole entità per indurre stati di sollecitazione rilevanti.

5 Analisi dei carichi

L'opera viene calcolata considerando le seguenti azioni:

- g1: peso proprio delle strutture;
- g2: carichi permanenti portati (pavimentazione, marciapiede, impianti, barriere);
- g3: spinta delle terre e idrauliche;
- ε2: ritiro e ε3: effetti viscosi del calcestruzzo;
- ε4: cedimenti differenziali dei vincoli:
- q1: carichi mobili;
- q2: azioni longitudinali di frenamento;
- q5: azioni della neve e del vento;
- q7: azioni della temperatura;
- q8: urto da veicolo di svio;
- E: azioni sismiche.

Si riportano nei paragrafi di seguito, i criteri di valutazione delle azioni.

5.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato assumendo il peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/m^3 ed è considerato distribuito lungo l'asse della struttura.

5.2 Carichi permanenti portati

I carichi permanenti non strutturali non costituiti da:

- Peso della pavimentazione stradale;
- Cordolo di separazione marciapiedi;
- Peso delle barriere in legno;
- Peso degli impianti.

Nella tabella seguente sono riportati i valori caratteristici dei carichi:

Tipo di carico	Dimensioni [m]	Peso per unità [kN/m^3-kN/m]	Carico [kN/m^2-kN/m]
Pavimentazione	0,1	22	2,2
Cordolo Marciapiedi	0,15 x 0,15	-	0,54
Guard-rail Legno	-	-	1,5
Impianti	-	-	1,42

Tabella 3: Carichi permanenti

5.3 Peso e spinta delle terre

Il terreno è descritto attraverso un profilo trasversale bi-lineare, con pendenza diversa a sinistra e a destra. Lo spigolo P dove si incontrano i due tratti con pendenza diversa é individuato attraverso le sue coordinate XP e YP, riferite rispettivamente alla mezzeria della struttura ed al suo estradosso superiore.

Nel caso di terreno di riempimento orizzontale le due pendenze a sinistra e a destra sono ovviamente uguali e in tal caso la quota YP rappresenta lo spessore di terra sulla sommità della struttura. Il diagramma della pressione esercitata dal terreno contro la struttura è calcolato in base all'interazione elastica tra struttura e terreno. In altre parole, la pressione laterale della terra è calcolata in funzione della deformazione della struttura e della rigidezza del terrapieno.

Nel caso più generale, la spinta della terra sulla struttura è modellizzata attraverso due termini separati:

- il primo è un carico distribuito indipendente dagli spostamenti e variabile linearmente lungo ogni trave;
- il secondo è una reazione elastica distribuita, funzione degli spostamenti nodali e variabile anch'essa linearmente lungo ogni trave.

In merito al termine elastico, la pressione della terra sulla struttura assuma il valore esatto nei nodi alle estremità di ogni trave (in base alla deformazione della struttura, al modulo elastico del terreno e alla lunghezza dello spessore di terra interessato alla deformazione), mentre all'interno della trave la pressione varia linearmente fra i due valori nodali.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Il termine di pressione della terra indipendente dagli spostamenti (e corrispondente pertanto alla pressione su una struttura indeformata, infinitamente rigida) agente sul paramento contro terra è assunto pari alla spinta quiete, valutata con un coefficiente di spinta pari a 1-sen φ per terreno orizzontale, dove φ è l'angolo d'attrito del terreno. La pressione di quiete ha un diagramma triangolare che parte da zero alla quota del suolo.

La variazione di spinta rispetto a quella di quiete, dovuta all'interazione tra terreno e struttura, è calcolata nel secondo termine. Essa dipende dalla deformazione della struttura e dalla rigidezza del terreno alle deformazioni orizzontali, e quindi dal suo modulo elastico e dalla lunghezza del tratto interessato dalla deformazione.

Per i moduli elastici del terreno abbiamo assunto un diagramma lineare crescente con la profondità dalla superficie del suolo.

La lunghezza del terreno Lp interessata alla deformazione è data dalla formula seguente:

Lp = 2/3 * Hscavo * tg (45° + φ/2).

Dove Hscavo è il dislivello fra la superficie del terreno e l'estradosso della fondazione misurato sulla verticale del ritto della struttura.

Dal punto di vista della costruzione del rilevato contro la struttura, il calcolo conferma che è sempre opportuno un buon costipamento della terra di riporto sui lati della struttura, per incrementare il modulo elastico del terreno e garantirne l'uniformità. Inoltre occorre che il riempimento di terra avvenga in modo non troppo asimmetrico.

5.4 Ritiro e effetti viscosi del calcestruzzo

La deformazione totale da ritiro si calcola mediante la relazione:

$$\varepsilon cs = \varepsilon cd + \varepsilon ca$$

dove :

εcs deformazione totale da ritiro

εcd deformazione da essiccamento

εca deformazione da ritiro autogeno

Il valore finale della deformazione da ritiro da essiccamento $\varepsilon_{cd,\infty}$ è calcolato mediante la relazione :

$\varepsilon_{cd,\infty} = kh \ \varepsilon_{cd,0}$

dove :

$\varepsilon_{cd,\infty}$ deformazione da essiccamento a tempo infinito

kh coefficiente dipendente dal parametro h0

Il parametro h 0 è, invece, calcolato mediante la relazione:

h0=2Ac/u

dove :

Ac area della sezione trasversale del calcestruzzo

u perimetro della sezione trasversale del calcestruzzo esposta all'essiccamento

Il valore della deformazione da ritiro da essiccamento εcd,0 (‰) si ricava dalle seguenti relazioni:

$$\varepsilon cd,0 = 0,85[(220+110\ \alpha ds1)\exp(-\alpha ds2\ fcm/fcm0)\ 10^{-6}\ \beta_{RH}]$$

Lo sviluppo nel tempo della deformazione da ritiro da essiccamento εcd(t) è regolato dalla relazione :

$$\varepsilon cd(t) = \beta\ ds\ (t,ts)\ kh\ \varepsilon cd,0$$

La sviluppo nel tempo della deformazione da ritiro autogeno εca(t) è regolato dalla relazione :

$$\varepsilon ca(t) = \beta\ as\ (t)\ kh\ \varepsilon_{ca,\infty}$$

La viscosità viene calcolata tramite la formula:

$$\varepsilon v0(\infty,t0) = \varphi(\infty,t0)\ \varepsilon_e$$

5.5 Carichi mobili

I carichi verticali da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico posti in due corsie teoriche larghe cadauna 3,00 m, coerentemente con le prescrizioni di cui al NTC18. La soletta in calcestruzzo armato garantisce la ripartizione dei carichi alle travi dell'impalcato in esame
I carichi verticali da traffico sono definiti secondo diversi Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC 2018, disposti su corsie convenzionali, così come definite nelle tabelle

seguenti:

Figura 5.1.1 – *Esempio di numerazione delle corsie*

Tabella 5.1.I - *Numero e Larghezza delle corsie*

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
w < 5,40 m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
5,4 ≤ w < 6,0 m	$n_l = 2$	w/2	0
6,0 m ≤ w	n_l = Int(w/3)	3,00	w - (3,00 x n_l)

Illustrazione 1: Riferimenti NTC 2018: Figura 5.1.1 e Tabella 5.1.I

Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

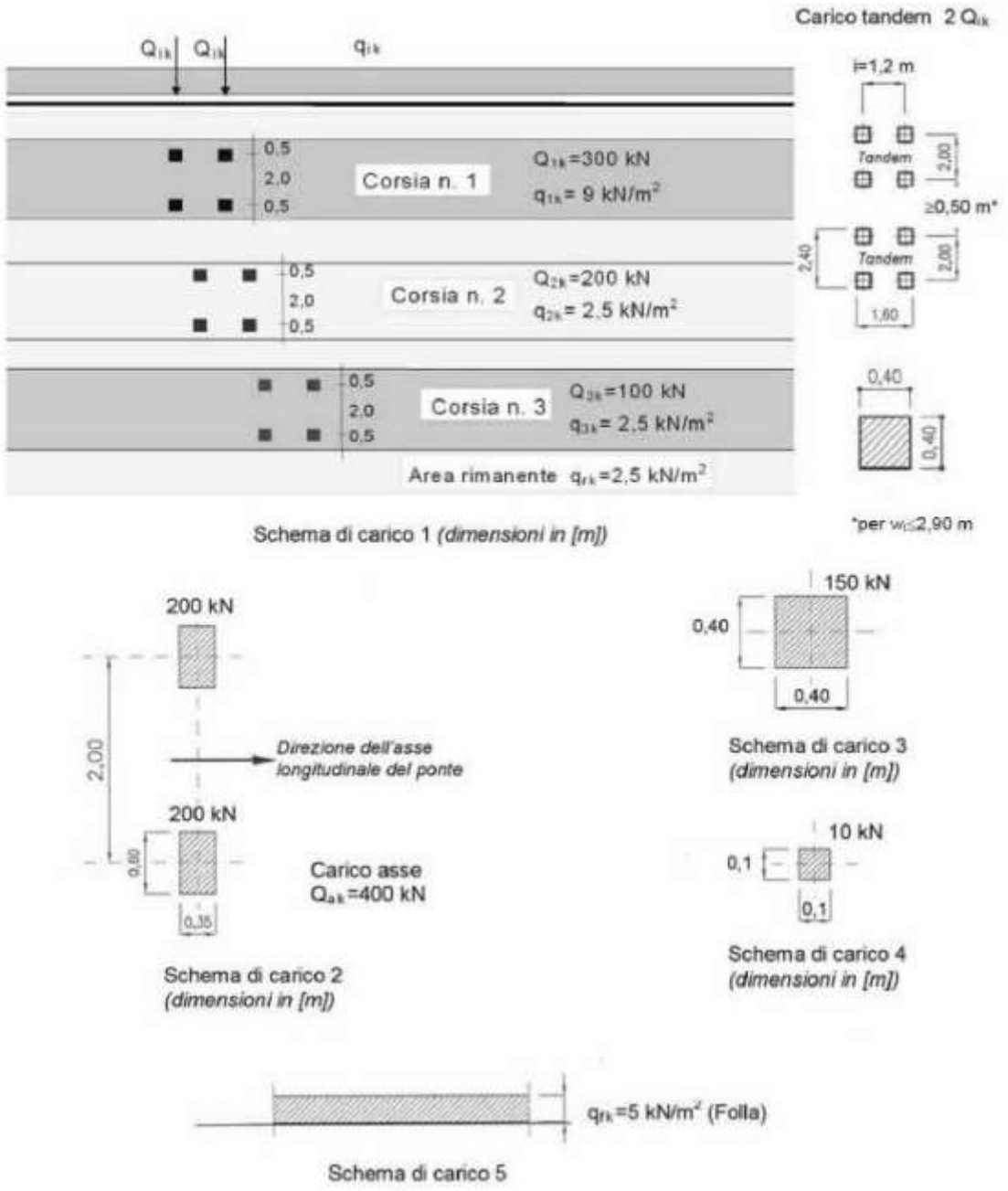


Illustrazione 2: Riferimenti NTC 2018: Sxhemi di carico

Si riportano nelle figure seguenti i 5 principali schemi di carico veicolare contemplati dalle NTC 18:

Va considerato il numero massimo di colonne di carichi mobili compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenendo conto che la larghezza di ingombro per ciascuna corsia è pari a 3.00 m.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

I carichi mobili da adottare sono dunque costituiti dai seguenti schemi di carico :

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Al precedente carico si deve aggiungere q1k di 9 kN/m^2 uniformemente distribuito per l'intero ingombro della corsia di larghezza 3,00 m e per tutto lo sviluppo del ponte;

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN. Al precedente carico si deve aggiungere q1k di 2,5kN/m^2 uniformemente distribuito per l'intero ingombro della corsia di larghezza 3,00 m e per tutto lo sviluppo del ponte.

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 al marciapiede pedonale posto a un lato della carreggiata, e interessa tutta la larghezza del marciapiede pari a 150 cm.

Gli altri schemi di carico andranno opportunamente scelti e adottati per le verifiche locali relative all'impalcato.

La struttura è progettata per i massimi carichi stradali previsti per i ponti di 1a categoria: n. 2 forze concentrate di 300 kN per il carico Qik ed un carico distribuito pari a 9 kN/m2 per il carico qik, quest'ultimo considerato solo se sfavorevole.

Indichiamo con Y9 il "Coefficiente di ripartizione", ovvero la quota della colonna di carico mobile direttamente agente sul singolo arco. Se non si considerasse la collaborazione degli archi vicini, essa sarebbe pari al rapporto tra la larghezza di un arco e la larghezza della colonna di carico e assumerebbe pertanto il valore:

Y9 = 1,25 / 3,00 = 0,4167

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Nella struttura in esame sono situati tre travi trasversali (due nelle articolazioni superiori e una nel giunto di mezzeria) dotate di una rigidezza finita e una soletta collaborante di larghezza circa pari alla luce del ponte. Il coefficiente di ripartizione trasversale è calcolato in via semplificata con uno schema di trave continua su appoggi elastici, dove la rigidezza della trave continua tiene conto delle rigidezze dei trasversi e della soletta e gli appoggi elastici rappresentano i singoli archi della struttura.

I carichi nominali citati includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

In definitiva il carico mobile che agisce su un singolo arco è costituito da due forze concentrate distanti 1,20 m una dall'altra, ciascuna di intensità

Y9 * 300 kN

E inoltre, quando sfavorevole per la struttura, da un carico linearmente distribuito di intensità pari a

Y9 * 9 kN/m2 * 3,00 m = Y9 * 27,0 kN/m.

Il sovraccarico, se agisce sul rilevato, determina una pressione orizzontale uniforme sulla parete esterna della struttura assunta pari al coefficiente di spinta di quiete moltiplicato per il carico distribuito Y9 * 27,0 kN/m.

La forza di frenamento stabilita dalla normativa risulta agente nella direzione dell'asse della strada con un'intensità pari al 60% dei due assi Q1k oltre al 10 % del carico distribuito q1k. Data la grande rigidezza trasversale dell'impalcato, la forza di frenamento si ripartisce su diversi archi contigui. Il verso applicato alla forza di frenamento è ovviamente quello più sfavorevole alla stabilità.

5.6 Azioni longitudinali di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$q3=0,6(2Q1k) + 0,1\ q1k\ w1= 387\ kN$$

5.7 Azioni della neve e del vento

L'azione della neve è stata valutata in accordo alle NTC 2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a 70 m e zona di interesse III, risulta essere pari a: 0,6 kN/m^2.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

L'azione del vento è stata determinata convenzionalmente assimilandola ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

La determinazione dell'azione del vento sulla costruzione parte dall'individuazione della velocità di riferimento vb. Il sito considerato ricade in zona 6, quindi:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.	

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Illustrazione 3: Riferimenti NTC 2018 per il calcolo dell'azione del vento

Per l'opera oggetto di interesse si considera:

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Zona 6, a s.l.m. 70 m, Distanza dalla costa 35 km, Classe di esposizione II, Classe di rugosità D, zmax= 4m, dunque si ha:

Velocità base di riferimento: vb0= 28 m/s

Velocità di riferimento: vr=28,02 m/s

Pressione cinetica di riferimento: qr= 490,72 N/m^2

Coefficiente dinamico: cd=1

Coefficiente topografico ct=1

Coefficiente di esposizione: ce=1,8

Da cui risulta una pressione del vento pari a p=0,71 kN/m^2

5.8 Azioni della temperatura

La variazione di temperatura è stata considerata pari a +-15°C costante su tutta la sezione dell'impalcato.

5.9 Urto da veicolo in svio

Secondo quanto esposto in normativa, l'azione dell'urto dei veicoli in svio è introdotta come azione sullo sbalzo in ragione di 100 kN posta a 1.00 m dal piano viabile.

5.10 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto sono definite in base alla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione attraverso i seguenti tre parametri:

- ag = accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo = fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il loro valore è espresso in base alla zona geografica in cui è inserita l'opera, in relazione alla vita di riferimento VR ed alla probabilità di superamento del 10% per lo stato ultimo di vita (SLV).

Tali parametri sono forniti anche in funzione della di ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica; in particolare: TR = 30; 50; 72; 101; 140; 201; 475;

975 e 2475 anni.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica TR è ricavabile mediante la relazione:

$T_R=V_R/(\ln(1-Pv_R)$

dove:

- VR Vita di riferimento per l'azione sismica
- Pv_R Probabilità di superamento nel periodo di riferimento. Nel caso in cui la pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno TR corrispondente alla VR e alla Pv_R fissate, il generico parametro caratterizzante la pericolosità sismica di base può essere ricavato mediante interpolazione logaritmica.

La vita di riferimento per l'azione sismica VR è funzione della Vita nominale della struttura VN, intesa come il numero di anni per la quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo cui è destinata, e della classe d'uso CU della stessa:

VR= VN CU

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento Pv_R è funzione dello stato limite considerato:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Illustrazione 4: Riferimenti NTC 2018: probabilità di superamento del periodo di riferimento

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai soli pesi propri e sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico: l'opera in oggetto non rientra infatti fra i ponti in zona urbana di intenso traffico, per i quali si deve considerare un valore non nullo di dette masse secondo quanto prescritto al p.to 5.1.3.12.

Per la valutazione degli effetti dell'azione sismica sulla struttura è stata condotta un'analisi modale dinamica lineare con utilizzo di spettri di risposta, in accordo con quanto prescritto

dalle NTC 2018, partendo da due spettri di risposta elastici di riferimento, uno per le due componenti orizzontali e uno per quella verticale, per la cui definizione si sono considerati i seguenti parametri:

- Sito di riferimento: Comune di Vallermosa;
- Vn: 50 anni;
- Cu:1,5 (Classe d'uso III);
- Stato limite: SLV;
- Categoria topografica: T1;
- Categoria del sottosuolo: C;
- q=1,0.

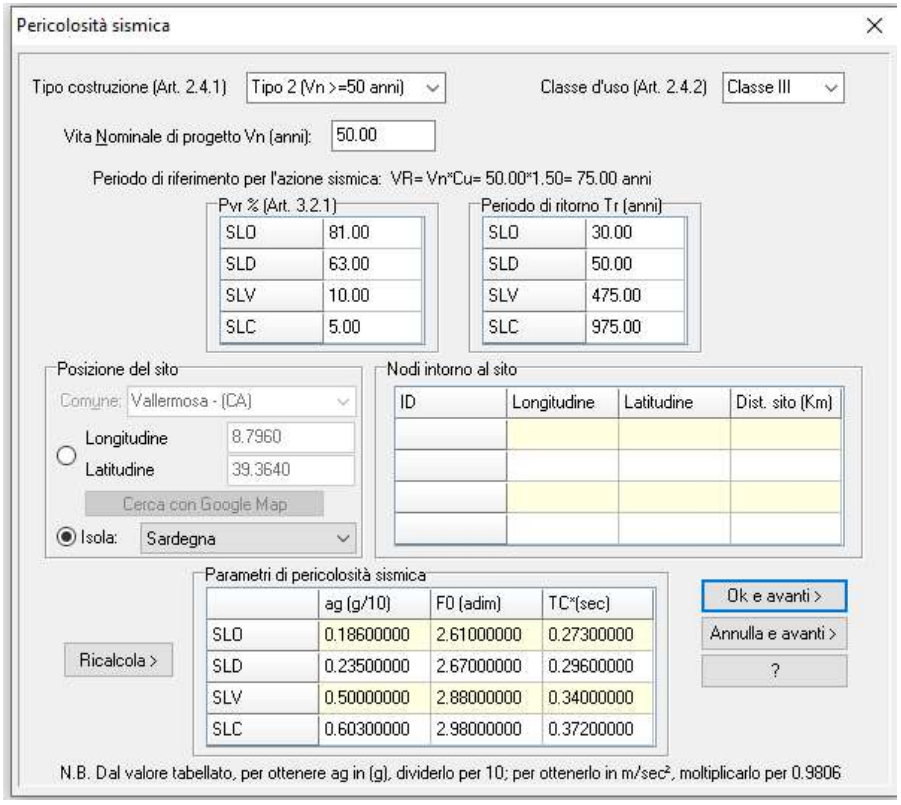


Illustrazione 5: Pericolosità sismica

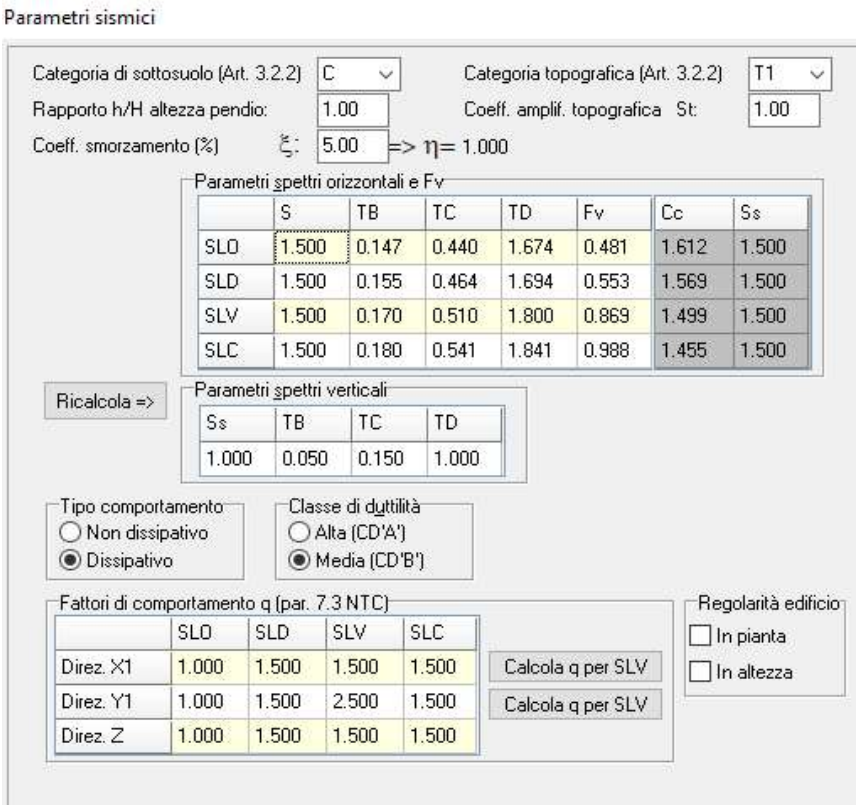


Illustrazione 6: Parametri sismici

Si è distinto tra i 4 differenti stati limite introdotti dalla normativa di riferimento, due Stati Limite di Esercizio:

- 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.

e due Stati Limite Ultimi:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

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.

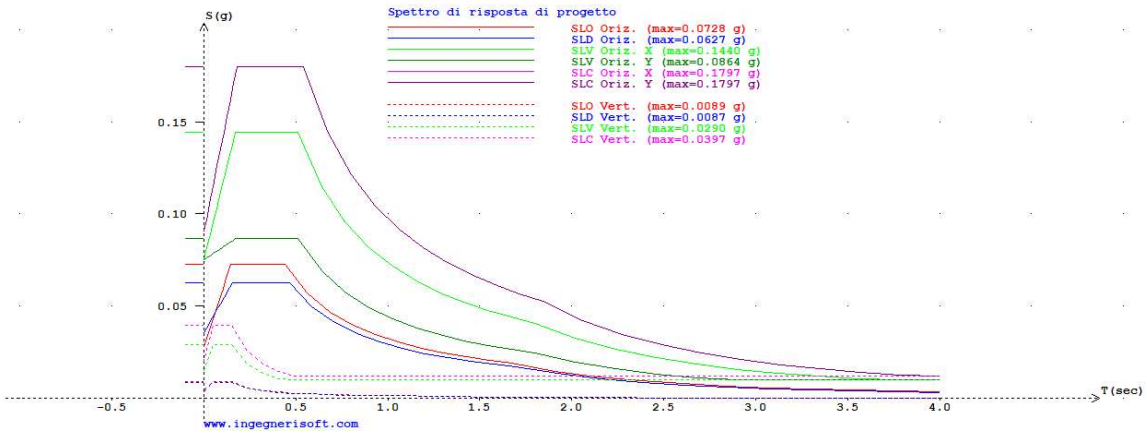


Illustrazione 7: Spettri di risposta delle componenti orizzontali per diversi stati limite

6 Combinazioni dei carichi

L'analisi e le verifiche strutturali sono state sviluppate tramite il metodo degli Stati Limite considerando le combinazioni delle azioni elementari definite nel par. 2.5.3 del NTC18 e di seguito riportate:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_P P + γ_{Q1} Qk1 +γ_{Q2} ψ_{02} Qk2 + γ_{Q3} ψ_{03} Qk3 + …

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

G1 + G2 + P + Qk1 + ψ_{02} Qk2 + ψ_{03} Qk3+ …

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$G1 + G2 + P + \psi_{11} Qk1 + \psi_{22} Qk2 + \psi_{23} Qk3 + \ldots$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$G1 + G2 + P + \psi_{21} Qk1 + \psi_{22} Qk2 + \psi_{23} Qk3 + \ldots$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} Qk1 + \psi_{22} Qk2 + \ldots$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$G1 + G2 + P + Ad + \psi_{21} Qk1 + \psi_{22} Qk2 + \ldots$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

6.1 Coefficienti di combinazione

Nella progettazione dei ponti secondo le NTC18 le combinazioni di carico ed i relativi coefficienti di combinazione sono riportate nelle seguenti tabelle:

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Tab. 5.1.IV – *Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico*

	Carichi sulla superficie carrabile					**Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili**
	Carichi verticali			***Carichi orizzontali***		***Carichi verticali***
Gruppo di azioni	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/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
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

Illustrazione 8: Riferimenti NTC 2018: valori caratterististici azioni da traffico

Tab. 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 sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 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

Illustrazione 9: Riferimenti NTC 2018: coefficienti oarziali di sicurezza

Tab. 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

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

7 Prospetto delle condizioni di carico

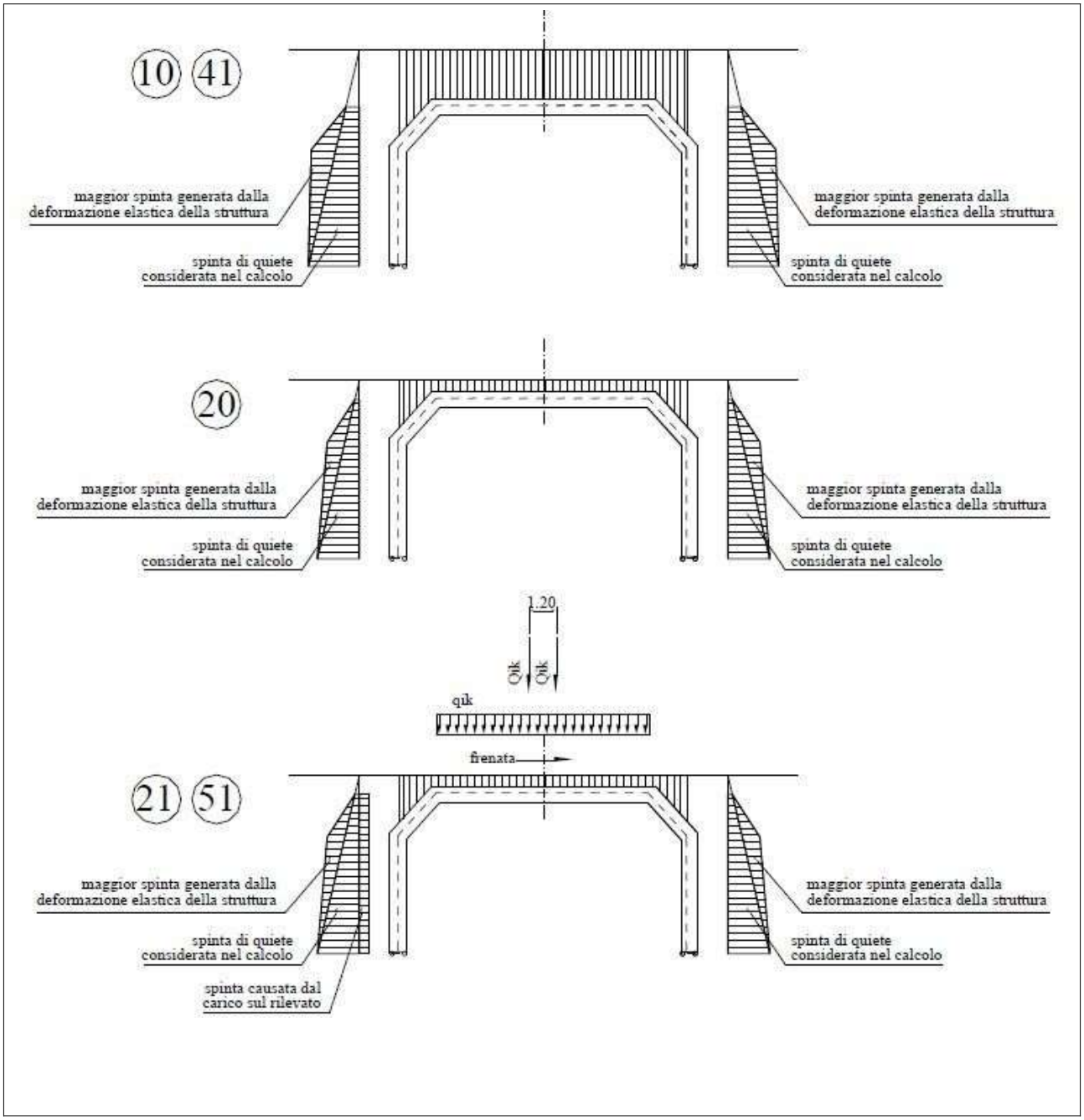
Le disposizioni più sfavorevoli dei carichi mobili sulla struttura sono state scelte con il criterio di generare le massime sollecitazioni nelle principali sezioni. Le disposizione dei carichi sono individuate in base all'esame delle linee di influenza. Le condizioni di carico sono descritte negli schemi grafici che seguono.

L'analisi comprende le verifiche allo stato limite ultimo, le verifiche allo stato limite di esercizio per la fessurazione e le verifiche sismiche allo stato limite ultimo.

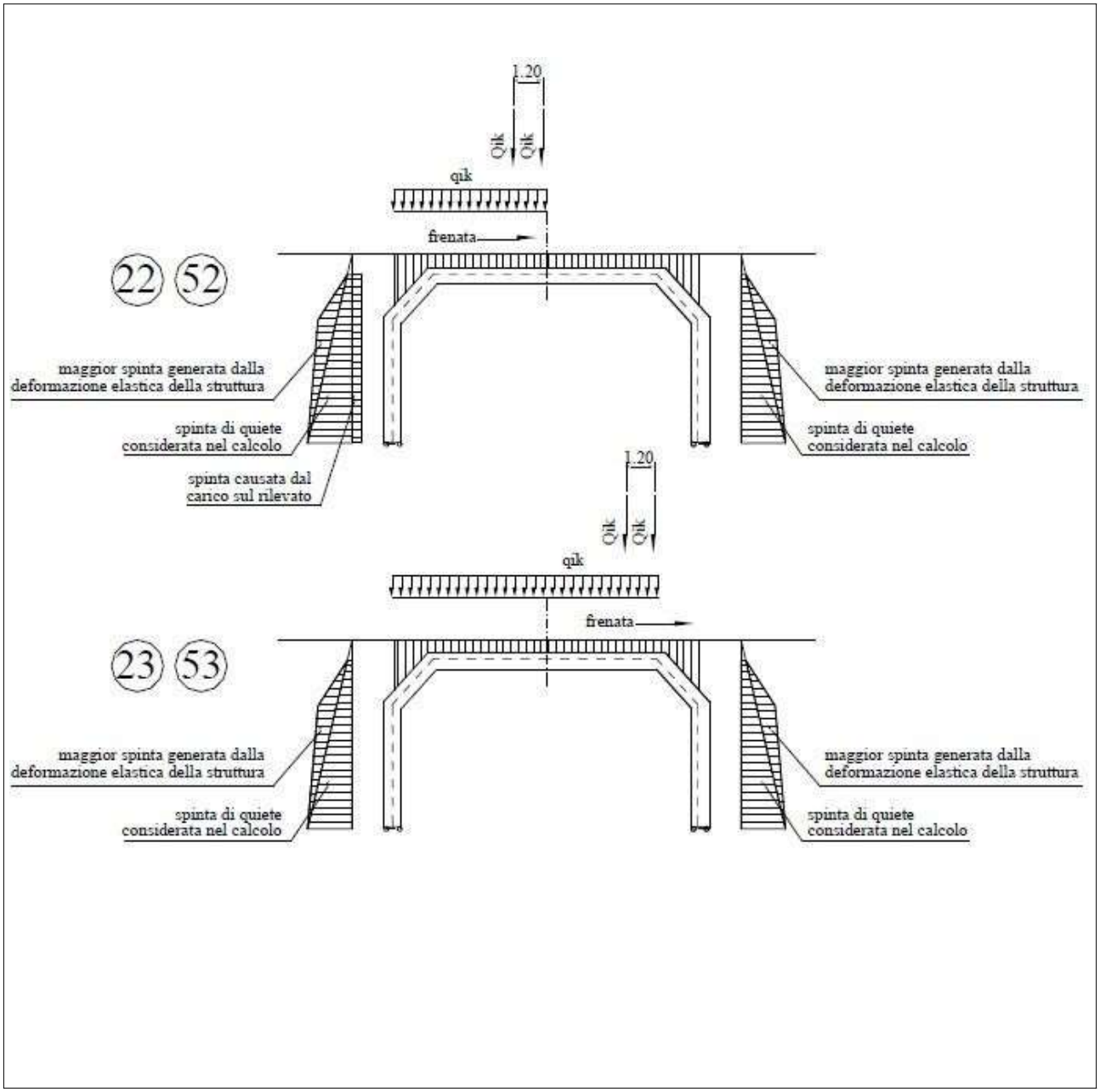
Le condizioni di carico analizzate sono conseguentemente così suddivise:

Condiz di carico	Tipo di verifica
20	s.l.u. (solo carichi permanenti: terra min)
21 ÷ 23	s.l.u. (con carichi accidentali)
41	s.l. di fessurazione (combinazione quasi permanente)
51, 52, 53	s.l. di fessurazione (combinazione frequente)
61, 62, 63	s.l. di fessurazione (combinazione rara)
91, 92, 93, 94	Verifica sismica allo s.l.u.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509



DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509



8 Calcolo delle sollecitazioni nelle travi e degli spostamenti nodali

Le caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni della struttura e gli spostamenti nodali sono calcolati con un modello elastico lineare, senza ridistribuzioni, mediante travi costituenti un telaio piano, interattivo con la spinta della terra sulle pareti esterne della struttura. La struttura è schematizzata considerando gli assi baricentrici delle travi, considerando anche il particolare vincolo a doppia cerniera esistente alla base di ogni ritto.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

In particolare la base di ogni ritto è sagomata in modo da formare due cerniere: una con asse di rotazione in prossimità della facciata interna del manufatto e l'altra in prossimità della facciata contro terra. Le diverse disposizioni dei carichi applicati possono attivare nelle cerniere tre situazioni:

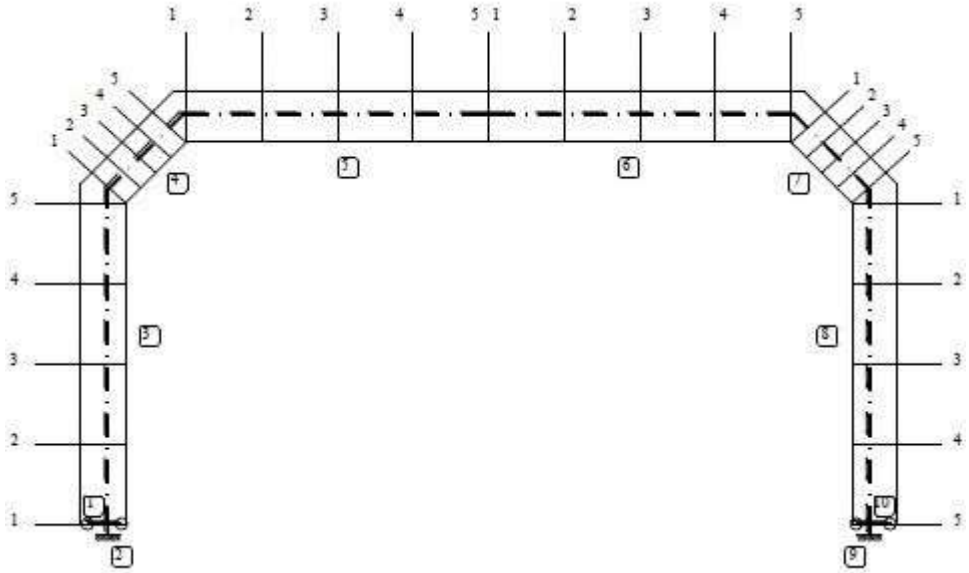
- quando la rotazione della base del ritto avviene verso il terreno si attiva la cerniera in prossimità del lato esterno;
- quando la rotazione della base del ritto è verso l'interno della struttura si attiva la cerniera in prossimità del lato interno;
- quando la risultante delle forze passa tra le due cerniere poste alla base del ritto non si ha alcuna rotazione e lo schema statico diventa di incastro anziché di cerniera.

Nelle prime due situazioni, il modello di calcolo considera due travi fittizie aggiuntive per tenere conto dell'eccentricità della cerniera rispetto all'asse baricentrico della trave. Le due travi fittizie hanno una lunghezza pari alla distanza tra l'asse baricentrico ed il centro della cerniera e sono orientate verso la cerniera che é attiva (a seconda dei casi, 0° o 180°). Per simulare una rigidezza infinita, queste travi sono dotate di un'area e di un momento d'inerzia molto maggiori di quelli delle altre travi.

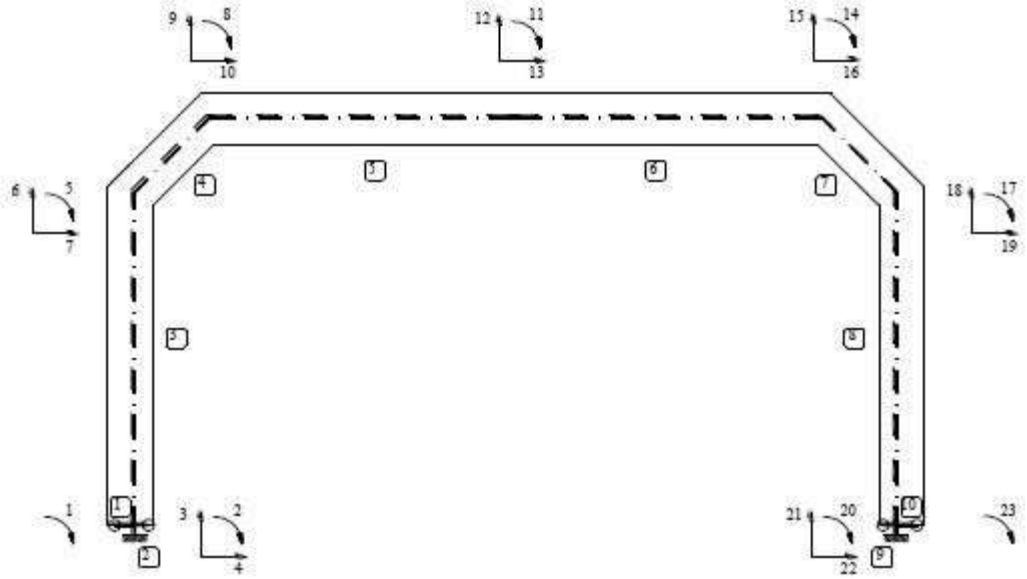
Gli schemi che seguono mostrano la numerazione delle travi, la numerazione delle sezioni in cui sono calcolate le caratteristiche di sollecitazione e la numerazione degli spostamenti nodali considerati.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Numerazione delle travi e delle sezioni resistenti:



Numerazione degli spostamenti nodali:



DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

9 Verifica delle sezioni e dello stato limite ultimo

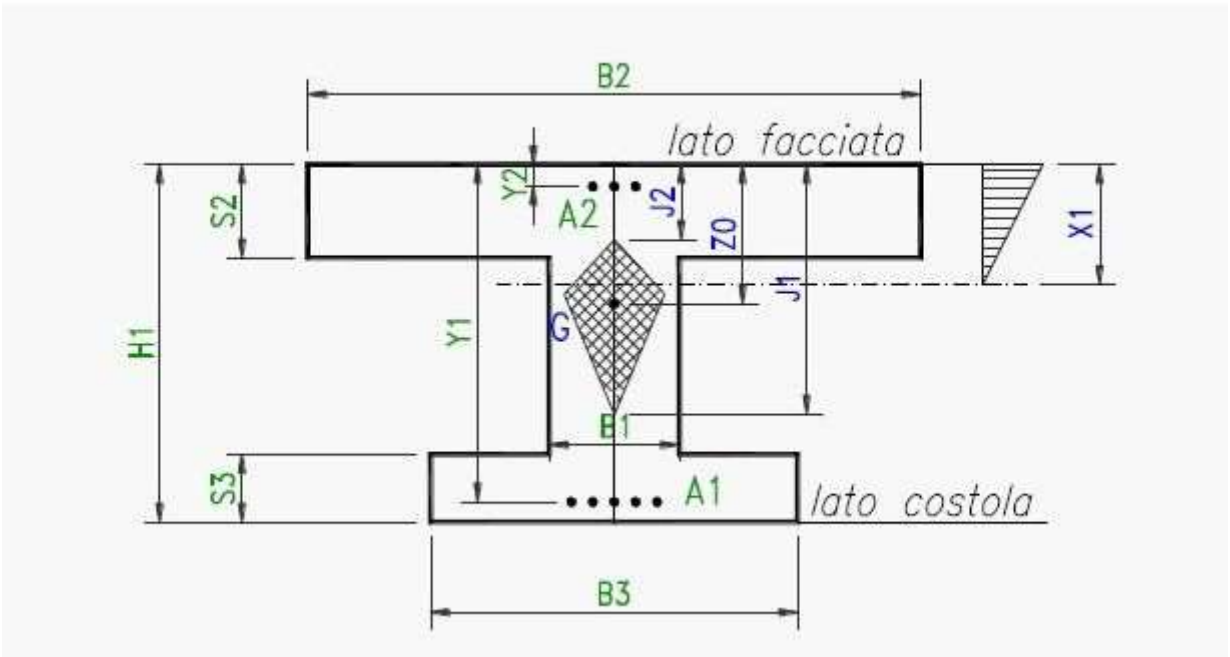
SOLLECITAZIONI ESTERNE

Le sollecitazioni esterne agenti nella sezione, calcolate con i coefficienti γ delle azioni, sono rappresentate come segue:

- MEd: Momento flettente baricentrico;
- e1: Eccentricità della risultante rispetto alla facciata interna o intradosso delle travi;
- MEd + décalage: Momento flettente baricentrico massimo agente sulla trave in una zona larga 0,9* Y/2 estesa da ciascun lato della sezione analizzata (con Y = altezza utile);
- NEd: Sforzo normale;
- VEd: Sforzo di taglio.

DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E AREE DEI FERRI

La descrizione geometrica della sezione segue lo schema della figura seguente:



Nelle tabelle di verifica sono indicate le seguenti grandezze:

- H = altezza della sezione;

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

- Y = altezza utile = distanza del lembo compresso dal baricentro delle armature tese;
- B5 = larghezza lato compresso; dipende dal segno del momento baricentrico MEd e dalla larghezza di compartecipazione della soletta compressa;
- B1 = larghezza della sezione al fine della tensione tangenziale;
- X1 = distanza dell'asse neutro dal lembo compresso;
- A1 = area delle armature esterne, cioè dal lato della terra o dell'estradosso dell'arco;
- A2 = area delle armature interne, cioè dal lato della facciata interna della galleria o del ponte;
- A3 = sezione dei ferri piegati che competono ad un concio di trave di lunghezza pari 0,9 * Y;
- A4 = sezione complessiva delle staffe che competono ad un concio di trave di lunghezza pari ad 1 m.

SOLLECITAZIONI RESISTENTI

- Mrd: Momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale Ned;
- VRsd: Resistenza di calcolo a "taglio trazione";
- VRcd: Resistenza di calcolo a "taglio compressione".

La sezione è verificata se: MEd + dècalage < Mrd
abs(VEd) < VRd = min(VRsd,VRcd).

10 Verifica dello stato limite di esercizio per fessurazione

La normativa prescrive di prendere in conto le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione quasi permanente;
- Combinazione frequente;
- Combinazione rara.

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni. Le disposizioni dei carichi mobili sono le stesse impiegate per determinare le sollecitazioni massime nelle verifiche allo s.l.u..
I momenti flettenti M0 sono calcolati rispetto all'asse baricentrico della trave. I momenti

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

flettenti M1 e le eccentricità e1 sono calcolati rispetto alla facciata interna (=intradosso) delle travi. Hanno segno positivo se tendono la facciata interna e comprimono l'estradosso.

Lo sforzo normale e lo sforzo di taglio sono indicati rispettivamente con N1 e T1.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

Le aperture delle fessure Wd, sono calcolate in conformità al paragrafo 4.1.2.2.4.6.

Lo stato limite di fessurazione è commisurato alle condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione. Per armature poco sensibili, tra le quali rientra l'acciaio da cemento armato ordinario, in condizioni ambientali "aggressive" lo stato limite di fessurazione risulta:

- w1 = 0,2 mm per la combinazione quasi permanente;
- w2 = 0,3 mm per la combinazione frequente.

I risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

11 Verifica sismica della struttura

DATI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto sono definite in base alla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione attraverso i seguenti tre parametri:

- ag = accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo = fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

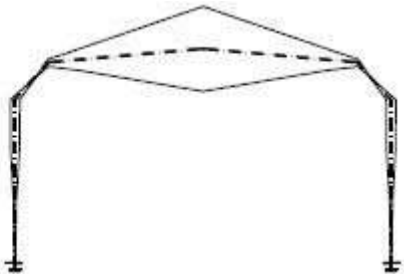
Il loro valore è espresso nei tabulati di verifica delle condizioni sismiche in base alla zona geografica in cui è inserita l'opera, in relazione alla vita di riferimento VR ed alla probabilità di superamento del 10% per la stato ultimo di vita (SLV). Sono inoltre esposti il fattore di struttura e la categoria del suolo di fondazione.

La struttura è verificata secondo il metodo del modo fondamentale di oscillare (analisi statica lineare). Abbiamo preso in conto due modi fondamentali di oscillare:

L'oscillazione orizzontale: la struttura, per effetto di un'azione sismica ondulatoria, oscilla orizzontalmente flettendo i due ritti che sostengono la copertura e per congruenza si deforma anche la copertura, essendo solidale ai ritti (oscillazione di tipo "A"). L'analisi

semplificata può essere applicata in quanto la deformata dinamica della struttura è governata da un solo modo di vibrare e la risposta è quindi fornita in buona approssimazione dall'analisi di un oscillatore a 1 grado di libertà.

Oscillazione tipo A



Oscillazione tipo B

L'oscillazione verticale: l'impalcato, per effetto di un'azione sismica sussultoria, oscilla verticalmente nel modo rappresentato nella figura (oscillazione di tipo "B"). In questo caso il periodo fondamentale della vibrazione risulta alquanto più breve, essendo la massa oscillante molto più piccola, mentre la rigidezza media dell'impalcato ai carichi verticali è similare; pertanto anche il coefficiente di risposta risulta in genere più piccolo.

In conformità al paragrafo 7.3.5 gli effetti massimi del sisma sono ottenuti combinando l'azione sismica verticale con quella orizzontale, assumendo alternativamente il 100% di una con il 30% dell'altra. Considerando inoltre che l'oscillazione verticale può causare un incremento o un decremento dei pesi, si ottengono le seguenti quattro combinazioni delle azioni:

- condizione di carico 91: 100% dell'azione verticale verso il basso + 30% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra;
- condizione di carico 92: 100% dell'azione verticale verso l'alto + 30% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra;
- condizione di carico 93: 30% dell'azione verticale verso il basso + 100% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra;
- condizione di carico 94: 30% dell'azione verticale verso l'alto+ 100% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra.

Le condizioni di carico 92 e 94 sono inoltre più significative quando il riempimento sopra l'impalcato è minimo. Di questo si è tenuto conto riducendo il riempimento Yp quando è maggiore di 0,30 m.

COEFFICIENTE DI RISPOSTA

In base al paragrafo 7.9.4.1, il periodo fondamentale della vibrazione del ponte risulta:

$T = 2\pi \sqrt{M / K}$

nella quale:

- M è la massa efficace. Per l'azione sismica orizzontale risulta pari alla somma di tutte le masse della copertura (travi 4, 5, 6 e 7) più metà delle masse dei ritti (travi 3 e 8). Per l'azione sismica verticale abbiamo assunto circa metà della copertura;
- K è la rigidezza complessiva della struttura alle forze orizzontali o verticali. Il valore è stato letto direttamente nella matrice di rigidezza della struttura.

Lo spettro di risposta di progetto per le componenti orizzontali e lo stato limite di collasso è calcolato a sensi del paragrafo 3.2.3.2.1 con le seguenti espressioni:

se $0 \le T < TB$ $Sd(T) = ag * S * Fo / q * [T / TB + q / Fo* (1 - T / TB)]$

se $TB \le T < TC$ $Sd(T) = ag * S * Fo / q$

In queste fasi di applicazione della nuova normativa, abbiamo calcolato il valore Sd(T) assumendo cautelativamente un coefficiente di struttura q = 1,0, benché dalla tabella 7.9.1 risulti possibile utilizzare, per strutture dotate di spalle rigidamente connesse con l'impalcato, quale quella in esame, il valore q = 1,5 che é più favorevole.

La massa efficace M, la rigidezza complessiva K, il periodo fondamentale di vibrazione T, il coefficiente per le azioni sismiche orizzontali sono indicati nelle tabelle dei risultati.

Lo spettro di risposta di progetto per le componenti verticali e lo stato limite di collasso è calcolato a sensi del paragrafo 3.2.3.2.2 con le seguenti espressioni:

se $0 \le T < TB = 0,05$ $Svd(T) = ag * S / q * Fv * [T / TB + q / Fv (1 – T / TB)]$ se $0,05 = TB \le T < TC = 0,15$ $Svd (T) = ag * S / q * Fv$

se $0,15 = TC \le T < TD = 1$ $Svd (T) = ag * S / q * Fv * TC *Td / T^2$ assumendo $Tv = 1,35 * Fo * (ag/g)^0,5$ e sempre q = 1.

L'accelerazione competente allo spettro di progetto è applicata:

- Alle masse costituenti l'impalcato (travi 4, 5, 6 e 7). Le loro forze d'inerzia sono distribuite con legge lineare sull'asse baricentrico di ciascuna trave.
- Alla metà delle masse costituenti i due ritti (travi 3 e 8). Anche le loro forze d'inerzia sono distribuite sull'asse baricentrico di ciascun ritto.
- A tutte le masse di terra portate dall'impalcato. Le relative forze d'inerzia sono

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

distribuite con legge lineare sulle varie travi costituenti l'impalcato, in proporzione al peso della terra portata.

VERIFICA DELLE SEZIONI ALLO s.l.u. – CONCLUSIONI

Il calcolo numerico delle caratteristiche di sollecitazione è effettuato con un calcolo elastico lineare, impiegando lo stesso programma per il calcolo di telai piani già impiegato per il calcolo della struttura in condizioni normali. Esso tiene conto in modo completo dell'interazione con il terreno in corrispondenza delle spalle. In merito, ricordiamo che nel nostro caso non è necessaria l'esatta valutazione del modulo elastico del terreno e degli altri parametri geotecnici, avendo verificato che la loro variazione ha una modesta influenza sui risultati.

Le verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo sono sviluppate con lo stesso procedimento seguito per le verifiche ai carichi di progetto.

Dall'esame dei risultati numerici si conclude che la struttura è idonea a resistere al sisma di progetto con un adeguato margine. Risulta infatti verificato che in tutte le sezioni sia il massimo momento flettente che il massimo sforzo di taglio sotto l'effetto del sisma sono inferiori alle rispettive resistenze delle sezioni. Questa verifica è soddisfatta senza prendere in considerazione non solo la formazione di cerniere plastiche, ma neppure una ridistrubuzione di momenti flettenti rispetto al calcolo elastico.

Concordemente con quanto ripetutamente espresso nella norma la struttura è verificata sia in termini di resistenza (R>S) sia in termini di duttilità e capacità di deformazione, ossia nel rispetto dei criteri di "gerarchia delle resistenze".

Il fattore di sovraresistenza calcolato mediante l'espressione 7.9.7 ed utilizzando q=1 risulta: $\gamma Rd = 0,7 + 0,2 * q = 0,9$ occorre pertanto applicare la limitazione inferiore $\gamma Rd = 1$

Pertanto non occorre ottenere una sovraresistenza fuori dalle zone critiche nelle verifiche a pressoflessione.

Per scongiurare il verificarsi di meccanismi resistenti fragili, occorre invece verificare che tutte le sezioni siano dotate di una sovraresistenza a taglio calcolata tramite l'espressione 7.9.10

$\gamma Rd = 1,25 + 1 – q * Ved / Vgr,o$, variabile tra 1 e 1,25

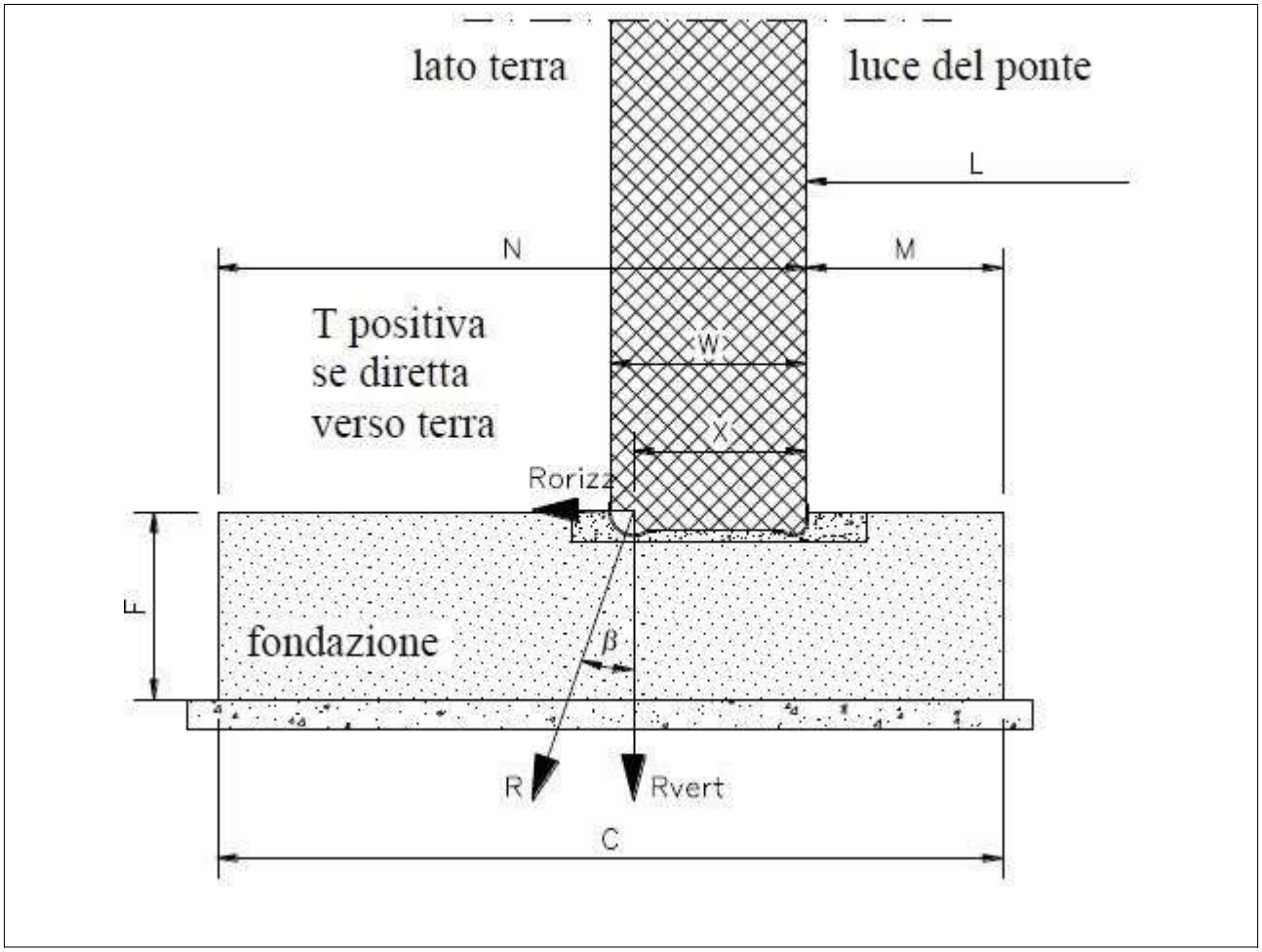
Tutte le sezioni risultano possedere la sovraresistenza di 1,25 nei riguardi del taglio esterno dovuto alle azioni sismiche, infatti risulta ovunque VRd / VEd > 1,25.

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

12 Reazioni trasmesse dalla struttura alle fondazioni e verifica delle fondazioni

La risultante verticale sul terreno di fondazione è calcolata tenendo conto della risultante trasmessa dalla struttura, del peso proprio della fondazione e del peso del volume di terra direttamente gravante sulla fondazione all'esterno dei ritti del ponte.

I valori della pressione sul terreno, sono stati calcolati sia con diagramma di pressione plastico parzializzato, sia con diagramma di pressione elastico, calcolati con coefficienti di combinazione delle azioni pari a 1.



DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

13 Codici di calcolo

TIPO DI ANALISI SVOLTA

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a SLU e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche a SLE (tensioni e fessurazione).

Nelle verifiche a SLU si effettua il confronto fra sollecitazioni dovute alle azioni e sollecitazioni resistenti. Nelle verifiche a SLE il confronto è fatto fra le tensioni calcolate o l'ampiezza delle fessure e i loro valori massimi ammessi dalle norme.