

COMUNE DI

ORTONA (CHIETI)

PROGETTO

VALORIZZAZIONE TURISTICA DELLA PISTA CICLOPEDONALE DEL
LITORALE ABRUZZESE. LINEA DI AZIONE 1.3.1.A PAR-FAS ABRUZZO 2007-2013
CUP: H71B14000190002. - CIG: 5975146E73

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE

Comune di Ortona (CH)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

PROGETTISTA INCARICATO:

Ing. Alfeo Ferrara

C.so Vittorio Emanuele II, 54 - 66026 Ortona (CH)
Tel. 3473139048 alfeoferrara@gmail.com

CONSULENTE:

Arch. Gianluca Buzzelli

Via Della Pace n°42 - 66026 Ortona (CH)

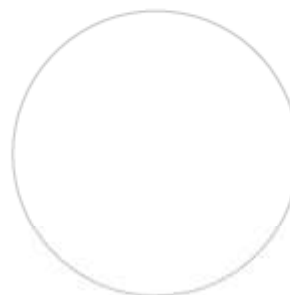
COLLABORATORI:

Arch. Claudio Angelucci

Arch. Annalisa Martinelli

Arch. Guido Natalizia

IL PROGETTISTA INCARICATO



DATA

24.10.2015

DATABASE

PC-O/1

DWG

SCALA

-



DESCRIZIONE

RELAZIONI SPECIALISTICHE

RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI
RELAZIONE MATERIALI
RELAZIONE PIANO DI MANUTENZIONE

TAV NR

D 11

REVISIONI E AUTORIZZAZIONI

Revisione n°	Data	Descrizione	Disegnato	Verificato	Approvato
1	23.10.15		GB	GB	AF

RUP

VALIDAZIONE DEL

PROGETTO:

VALORIZZAZIONE TURISTICA DELLA PISTA CICLOPEDONALE DEL
LITORALE ABRUZZESE. LINEA DI AZIONE 1.3.1.A PAR-FAS ABRUZZO
2007-2013.

CONSTRUTTORE: -

COMMITTENTE: COMUNE DI ORTONA (CH)

OGGETTO: RELAZIONE DI CALCOLO
-PONTE CICLO PEDONALE-

IL PROGETTISTA:
ING. ALFEO FERRARA

Data: 24/10/2015

INDICE

1.	PREMESSA.....	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3.	MATERIALI.....	4
4.	VITA NOMINALE, CLASSE D’USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	5
4.1	VITA NOMINALE (VN)	5
4.2	CLASSI D’USO E PERIODO DI RIFERIMENTO (VR).....	5
5.	ANALISI DEI CARICHI	6
5.1	PESI PROPRI	6
5.2	CARICHI GRAVITAZIONALI	6
5.3	AZIONI DEL SISMA	7
5.4	AZIONI DELLA TEMPERATURA	13
5.5	AZIONI DELLA NEVE	13
5.6	AZIONI DEL VENTO	14
5.7	AZIONI SUI PARAPETTI.....	16
5.8	RESISTENZA PASSIVE DEI VINCOLI.....	16
5.9	AZIONI IDRAULICHE	16
5.10	PRESENZA DI UN VEICOLO.....	17
6.	CODICE DI CALCOLO.....	18
7.	STRUTTURA.....	19
7.1	SCHEMA STRUTTURALE.....	19
7.2	PROPRIETA’ DEGLI ELEMENTI.....	20
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	23
9.	ESITI DELLE ANALISI	25
9.1	ANALISI TENSIONE	25
9.2	ANALISI DELLE DEFORMATE	26
9.3	DIAGRAMMI AZIONI SIGNIFICATIVE.....	28
9.4	PRESENZA DEL VEICOLO	29
9.5	ANALISI SISMICA.....	31
10.	VERIFICA ELEMENTI A COMPRESSIONE.....	33
11.	DIFFUSIONE CARICHI LOCALI.....	34
11.1	VERIFICA A PUNZONAMENTO SOLETTA SOGGETTA A CARICO CONCENTRATO	34
12.	PARAPETTI	35
12.1	VERIFICA CORRIMANO	35
12.2	VERIFICA MONTANTE	37

13.	VERIFICA COLLEGAMENTI.....	38
13.1	PIASTRA DI BASE.....	45
14.	CONCLUSIONI	47

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda la verifica di una struttura pedonale nella località di Ortona provincia di Chieti, costituita da un ponte in acciaio di 3° categoria (passerella pedonale), collegante due parti della pista ciclo pedonale per attraversamento del fosso del Peticcio.

I calcoli sono eseguiti in conformità alle vigenti norme tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi dell'art. 21 della Legge 05/11/1971 n° 1086 tenendo presenti le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impiegarsi nelle opere da costruire.

Caratteristiche e dimensioni della struttura in oggetto, sono indicati nei disegni di progetto allegati alla presente.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 14 Gennaio 2008, indicate nel seguito come NTC
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, Circolare esplicativa n. 617 del 02 febbraio 2009
- O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni ed integrazioni;
- Eurocodice 8, " Design of Structures for Earthquake resistance

3. MATERIALI

Per tutte le strutture si utilizza acciaio tipo:

- | | | |
|--|---------------------------------|---------------------------------|
| • Profili: CORT-TEN B (S 355 JOW) EN 10025 | $f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$ | $f_{tk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$ |
| • Piastrame: CORT-TEN B (S 355 JOW) EN 10025 | $f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$ | $f_{tk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$ |
| • Bulloni: classe 8.8 - dadi classe 8 | $f_t = 8000 \text{ kg/cm}^2$ | $f_y = 6400 \text{ kg/cm}^2$ |

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. E' ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

4.1 VITA NOMINALE (VN)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo per cui è destinata.

Per l'opera in oggetto si è assunta $V_N \geq 50$ anni.

4.2 CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO (VR)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel nostro caso, si può assumere di rientrare nella **CLASSE II** essendo una costruzione con funzione di normale uso.

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento (V_R) che si ricava moltiplicando la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U) il quale varia in funzione della classe d'uso.

Nel nostro caso, $C_U = 1,0$ (essendo in classe II) e pertanto si avrà $V_R = 50$ anni

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESI PROPRI

Per la determinazione dei pesi propri strutturali si sono assunti i valori dei pesi per unità di volume (peso specifico) riportati di seguito:

Materiali	Peso specifico [kN/m ³]
ACCIAIO	78,5

TABELLA 1- PESO SPECIFICO

5.2 CARICHI GRAVITAZIONALI

I carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti e variabili, sono stati applicati al modello strutturale in direzione verticale (ovvero - Y nel sistema globale di riferimento del modello) e sono stati suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie. Il ponte è di tipo pedonale e quindi di terza categoria. All'inizio e alla fine del ponte saranno poste delle barriere per evitare che veicoli non autorizzati possano transitare su di esso. Dovrà essere applicato, come azione variabile traffico, lo schema di carico 4, folla compatta, su tutta la parte sfavorevole della superficie di influenza, comprensivo di effetti dinamici.

CARICHI DI PROGETTO	DESCRIZIONE	[kN/m ²]
Permanenti	Piano calpestio:	
	• Peso proprio elementi strutturali [g ₁]	-
	• Peso elementi non strutturali [g ₂]	
	- Lamiera grecata collaborante H=12	2,0
	- Pavimentazione	1,0
	- Parapetti	1,0
	Totale	3,0
Variabili	Copertura	
	• Carichi variabile traffico schema 4 [q _k]	5,0

TABELLA 2- CARICHI DI PROGETTO

5.3 AZIONI DEL SISMA

ANALISI DINAMICA

Nel presente paragrafo verranno riassunti i parametri sismici caratteristici del sito.

LAT: 42,36260

LON: 14,39954



FIGURA 1 – COORDINATE DEL SITO

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 C), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , nel periodo di riferimento V_R , (50 anni), così come è stato definito in precedenza per l'opera in oggetto al relativo capitolo della presente relazione.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , 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.

Per il sito considerato, sono stati considerati i seguenti valori, in accordo con l'allegato al D.M. 14-01-2008, in funzione del tempo di ritorno, che è determinabile in funzione del periodo di riferimento, V_R , e della probabilità di eccedenza, P_{V_R} , come:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La probabilità di eccedenza, P_{V_R} , è data in funzione dello stato limite considerato nei confronti delle azioni sismiche, che sono i seguenti:

- Stato Limite di Operatività (s.l. di esercizio) (SLO)
- Stato Limite di Danno (s.l. di esercizio) (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (s.l. ultimo) (SLV):
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (s.l. ultimo) (SLC):

Per ciascuno degli Stati Limite considerato si è assunta una probabilità di superamento, secondo quanto indicato come *strategia progettuale di norma*. In funzione della Vita di Riferimento e della Probabilità di Superamento è stato definito il Periodo di Ritorno dell'azione sismica per ciascuno Stato Limite, come di seguito riportato:

Stati limite		P_{VR}	T_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

TABELLA 3 – PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODI DI RITORNO

Nella tabella successiva si riportano, infine, i valori di a_g , F_0 e T_C^* , in funzione del tempo di ritorno, T_R :

SL	T_R	a_g	F_0	T_C^*
	[anni]	[m/s ²]	[-]	[s]
SLO	30	0,038	2,534	0,282
SLD	50	0,047	2,512	0,318
SLV	475	0,098	2,663	0,434
SLC	975	0,122	2,714	0,450

TABELLA 4 - PARAMETRI a_g , F_0 E T_C^*

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale, mediante specifiche analisi.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (per volume significativo si intende la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo,

la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Per le fondazioni superficiali (il caso in oggetto), tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Facendo riferimento alla "Relazione Geotecnica" si considera che il sito in esame ricade nella **categoria di sottosuolo D**, secondo la Tab. 3.2.2 delle NTC, cioè *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).*

L'accelerazione sismica è anche influenzata, dalle condizioni topografiche in cui si trova il sito d'interesse poiché esse vanno a modificare l'azione sismica in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, incidendo sullo spettro di risposta elastico. Si attribuisce alla zona in studio la **categoria T1**.

Detti coefficienti sono stati definiti sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del terreno, meglio descritte nelle relazioni Geologica e Geotecnica. Per quanto attiene le condizioni topografiche, la superficie interessata dalla costruzione è stata classificata di tipo "T1", pertanto risulta **ST=1**. Il suolo di fondazione, sulla base delle indagini specifiche effettuate e meglio descritte nelle relazioni prima menzionate, è stato classificato di tipo "D". I parametri che caratterizzano il suolo di fondazione, ai fini della valutazione dell'azione sismica sono, quindi, riassunti di seguito:

Stati limite		S_s	C_c	S
Stati limite di esercizio	SLO	1.8	2,354	1.8
	SLD	1.8	1.217	1.8
Stati limite ultimi	SLV	1.8	1.897	1.8
	SLC	1.8	1.864	1.8

TABELLA 5 – PARAMETRI CHE CARATTERIZZANO IL SUOLO DI FONDAZIONE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica, per ciascuno Stato Limite, è stato valutato sulla base dei parametri di sopra riportati, mediante le relazioni di normativa:

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

dove:

- a_g : è l'accelerazione massima, già discussa in precedenza;
- S : è il coeff. che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche ed è pari a $S = S_S S_T$, con S_S pari a 1.20 per sottosuoli di categoria B e S_T pari a 1.0 per siti di tipo T1;
- η : è il fattore che tiene conto del coeff. di smorzamento viscoso, pari a 1.00 per ξ uguale a 5%;
- F_0 : è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, già discusso in precedenza;
- T_C : è pari a $C_C \cdot T_C^*$, con C_C pari a $(1.10 (T_C^*)^{-0.20})$ per sottosuolo di categoria B e T_C^* già definito in precedenza;
- T_B : è pari a $T_C / 3$;
- T_D : è pari a $4.0 a_g/g + 1.6$.

I parametri che definiscono lo Spettro elastico in accelerazione, per i diversi Stati Limite considerati sono riportati in Tabella e la rappresentazione dei relativi Spettri di Risposta è mostrata nella Fig. 3.

Stati limite		T_B	T_C	T_D
Stati limite di esercizio	SLO	0.221	0.664	1.752
	SLD	0.235	0.705	1.787
Stati limite ultimi	SLV	0.274	0.823	1.994
	SLC	0.279	0.838	2,087

TABELLA 6 – PARAMETRI CHE CARATTERIZZANO LO SPETTRO ELASTICO IN ACCELERAZIONE

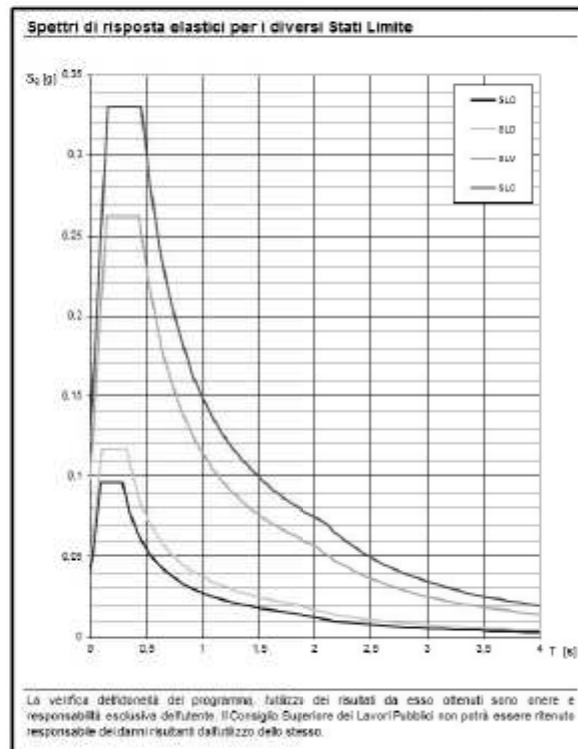


FIGURA 2 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE-COMPONENTE ORIZZONTALE DELL'AZIONE SISMICA

Nella progettazione per gli stati limite di esercizio, è necessario riferirsi ad un comportamento strutturale non dissipativo, utilizzando come spettro di progetto lo spettro elastico corrispondente.

Nella progettazione agli stati limite ultimi, invece, le capacità dissipative sono considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, utilizzando come spettro di progetto, $S_d(T)$, lo spettro elastico corrispondente con η pari a $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

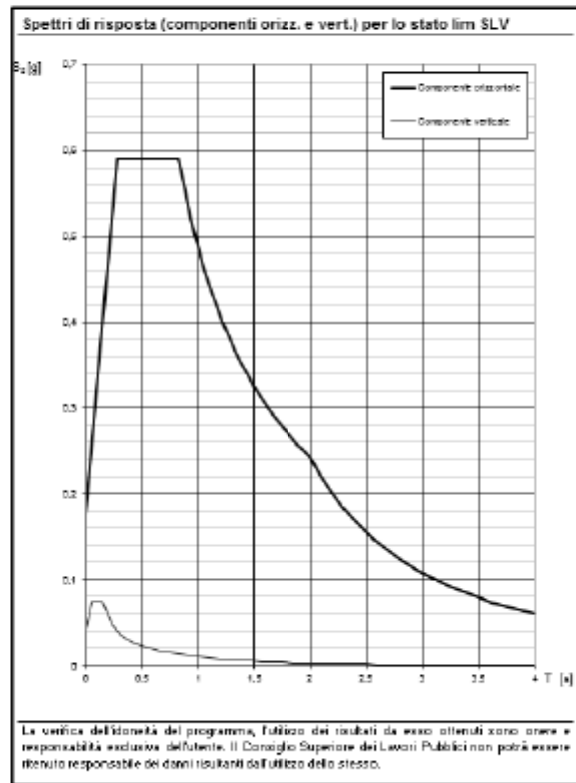


FIGURA 3- SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE

Definizione del fattore di struttura q:

Tipologia costruttiva *Costruzioni in acciaio*

Tipologia strutturale *Strutture a mensola o a pendolo inverso*

Sub-sistema strutturale *edifici con struttura a mensola o a pendolo inverso*

Regolarità strutturale in pianta *non regolare*

Regolarità strutturale in elevazione *non regolare*

fattore di struttura orizzontale $q_h = q_0 \cdot K_R = 1,0$

fattore di struttura verticale $q_v = 1,5$

5.4 AZIONI DELLA TEMPERATURA

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali. Nel caso in esame le strutture sono protette e quindi sono stati adottati i valori di variazione di temperature riportati nella seguente tabella:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

TABELLA 7- VALORI ΔT_u

5.5 AZIONI DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento della neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione = 1 (in assenza di uno studio specifico);
- C_t è il coefficiente termico = 1 (in assenza di uno studio specifico).

Zona II – Mediterranea

Essendo $a_s = 2 \text{ m} < 200 \text{ m}$

Si ha:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Coefficienti di esposizione: $C_E = 1,0$.

Essendo una copertura piana [$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$] $\rightarrow \mu_i = 0,80$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 100 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 80 \text{ kg/cm}^2$$

Nb: Il carico neve si considera non concomitante con il carico traffico.

5.6 AZIONI DEL VENTO

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni:

$$v_b(T_R) = v_{b,0}(T_R) \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b(T_R) = v_{b,0}(T_R) + k_a(a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche la velocità di riferimento del vento $v_{b,0}(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_b$$

Dove:

v_b : è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;

α_R : è uguale a 1 per un periodo di ritorno di 50 anni come da progetto.

I parametri relativi all'intervento oggetto della presente relazione sono:

Zona	$V_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	K_a [1/s]
Zona 3	27	500	0,020

La pressione del vento è data dalla espressione: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ dove:

- q_b = pressione cinetica di riferimento (rif. cap. 3.3.6 delle N.T.C. 2008);
- c_e = coefficiente di esposizione (rif. cap. 3.3.7 delle N.T.C. 2008);
- c_p = coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. (rif. cap. 3.3.10 della Circolare Esplicativa n°617 del 02/02/2009);
- c_d = coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità della massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. (rif. cap. 3.3.8 delle N.T.C. 2008). Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 essendo una costruzione di tipologia definibile ricorrente.

- Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2), è data dalla espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = 456,00N/m^2$$

con $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ (densità dell'aria assunta convenzionalmente)

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione.

- $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$;
- $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$,

dove: $c_t = 1$ = coefficiente di topografia.

Classe di rugosità del terreno = D

Categoria di esposizione del sito = II $\rightarrow k_r = 0.19$

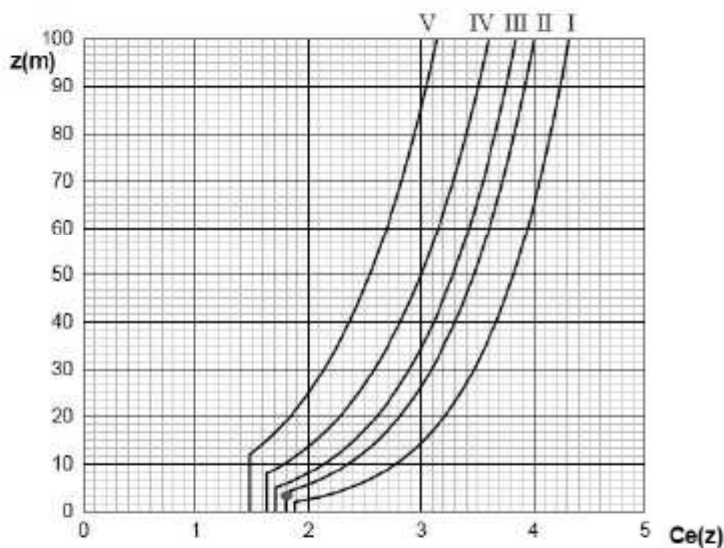
$$z_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}$$

$$z = 2 \text{ m}$$

$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$	per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$	per $z < z_{min}$

essendo $z < z_{min}$



$$c_e(z \cong 3m) = 1,8$$

Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

- Coefficiente di forma:

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il **coefficiente di forma** si assumono i valori (intendendo positive le azioni dirette verso l'interno delle costruzioni) riportati al cap. 3.3.10.1 della Circolare Esplicativa N°617 del 02/02/2009.

Per la valutazione della pressione esterna quindi si assumerà:

$$c_p = 0,8$$

$$p_{max} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 45,6 \cdot 1,8 \cdot 0,8 = 66,00 \text{ kg/m}^2$$

5.7 AZIONI SUI PARAPETTI

I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN applicata al corrimano.

L'altezza dei parapetti non deve essere inferiore a 1,10 m.

I sicurvia non sono presenti, quindi non si considera l'azione dovuta all'urto di veicolo in svio.

5.8 RESISTENZA PASSIVE DEI VINCOLI

Non sono presenti tali tipologie di vincoli che introducono resistenze passive.

5.9 AZIONI IDRAULICHE

Nella relazione idraulica sono ripotati i seguenti dati:

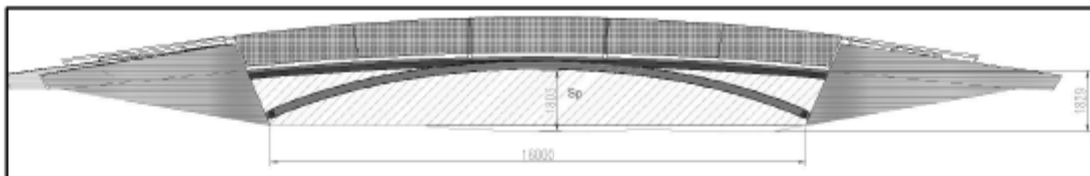
- Portata massima con tempo di ritorno 200 anni

$$Q_{max} = 2,25 \frac{m^3}{s}$$

- E una portata media in condizioni normali di

$$Q_m = 0,35 \frac{m^3}{s}$$

- Un'altezza idrometrica massima attesa, con tempo di ritorno di 200 anni, è di 1,8 m rispetto al fondo dell'alveo.



La presenza del ponte comporterà un restringimento di sezione dell'area fluviale facendo aumentare la velocità v_{max} e l'altezza idrometrica di ΔH come di seguito:

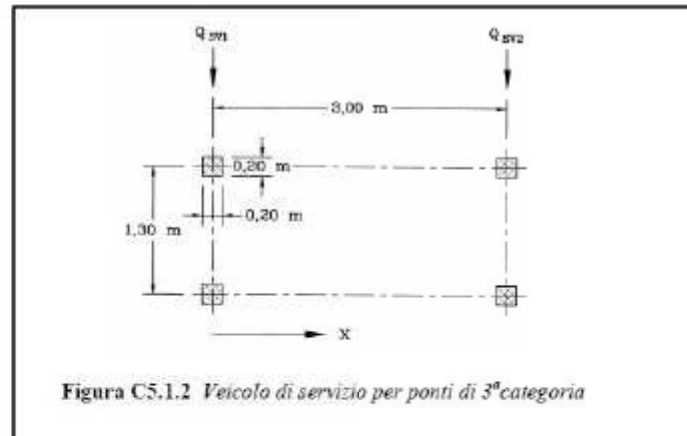
$$S_p = 29 - 4 = 25 m^2 \therefore v_{max} = \frac{Q_m}{S_p} = \frac{2,25}{25} = 0,09 \frac{m}{s} \therefore \Delta H = \frac{\Delta v^2}{2g} = 0,000008 m$$

i valori ricavati in condizioni di piena risultano tali da poter trascurare gli effetti dell'azioni idrauliche agenti sulla struttura in acciaio, dovuto proprio alle limitate portate e dell'estensione della sezione di pertinenza fluviale S_p .

Nessun rischio legato al transito di alberi per limitate portate e la presenza di un ponte ferroviario con altezza idraulica di 1,8 m posto pochi metri prima del ponte ciclo-pedonale.

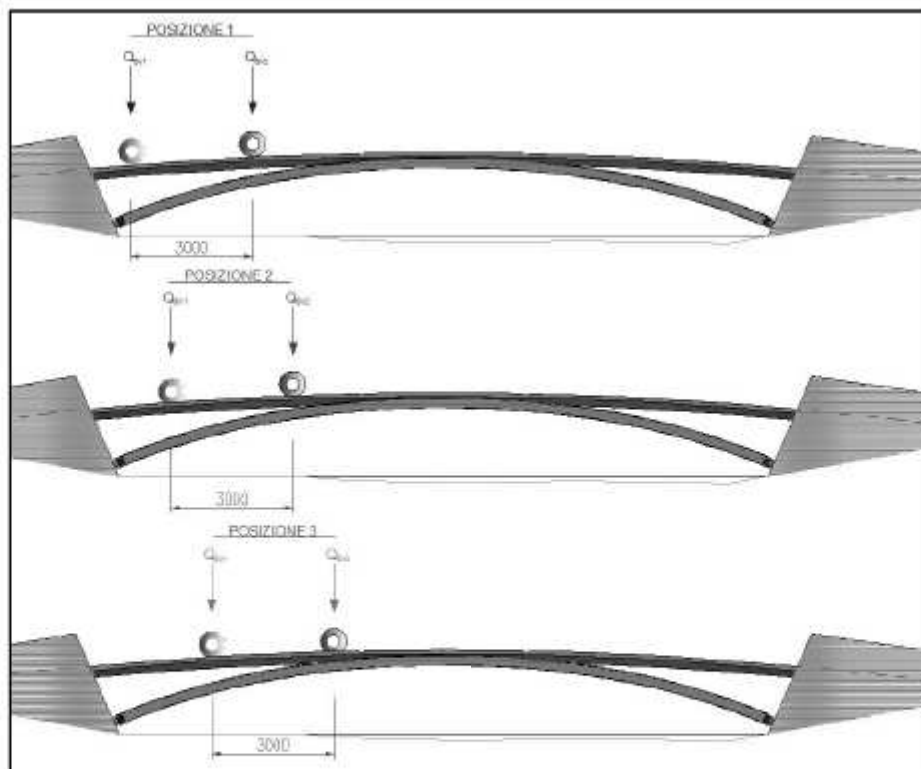
5.10 PRESENZA DI UN VEICOLO

Per considerare la presenza di un veicolo sul ponte, per operazioni di manutenzioni o di soccorso, si è utilizzato lo schema di carico del paragrafo C5.1.4.9 Ponti di 3° categoria della circolare 2 febbraio 2009, di cui si riporta un estratto:



Con carichi $Q_{SV1} = 40 \text{ kN}$ e $Q_{SV2} = 80 \text{ kN}$, comprensivi di effetti dinamici, con carreggiata di 1,3m ed interasse 3,0 m. L'impronta della ruota considerata come un quadrato di lato 20 cm.

Sono stati così posti a interasse di 3m dei carichi concentrati che simulano le ruote in tre posizioni diverse del veicolo sul ponte.



6. CODICE DI CALCOLO

La struttura è stata calcolata mediante l'utilizzo del programma ad elementi finiti straus7 release 3.2.6.

Straus7 è un sistema generale per l'analisi ad elementi finiti sviluppato da G+D Computing. Si tratta di una nuova implementazione, scritta specificamente per gli ambienti windows NT e Windows 98/95. Il sistema ha concezione unitaria, comprendendo, oltre ai solutori, propri originali pre-processor e post-processor. Si tratta di un ambiente unitario, in sé consistente, per la costruzione di modelli ad elementi finiti, la loro analisi, e l'estrazione dei risultati. La concezione e lo sviluppo di tutto il sistema sono avvenuti interamente all'interno di un unico gruppo di competenze, per cui esso risulta realmente integrato in ogni sua parte e particolarmente compatto.

Numero di licenza: **USBIMPC1**

7. STRUTTURA

7.1 SCHEMA STRUTTURALE



FIGURA 4 – RAPPRESENTAZIONE ASSONOMETRICA DELLA STRUTTURA METALLICA



FIGURA 5 – NUMERAZIONE PROPRIETÀ DEGLI ELEMENTI

7.2 PROPRIETA' DEGLI ELEMENTI

Title													
Project													
Author										Reference			
Model: Ponte Pettuccio-14-10-2015_R01													
Beam: Structural													
	Material	E	G	v	p	Mass/Length	C	ξ	α	Nonlinear	Hardening		
		kg/cm ²	kg/cm ²			kg/mm			/K				
1: Profilo 1	Steel	2100015,399	815772,970	0,287	0,000	0,022	0,000	0,000	0,000	ElastoPlastic	Isotropic		
2: Profilo 2	Steel	2100015,399	815772,970	0,287	0,000	0,048	0,000	0,000	0,000	ElastoPlastic	Isotropic		
3: traversi	Steel	2100015,399	815772,970	0,287	0,000	0,048	0,000	0,000	0,000	ElastoPlastic	Isotropic		
5: TRAVE CENTRALE	Steel	2100015,399	815772,970	0,287	0,000	0,067	0,000	0,000	0,000	ElastoPlastic	Isotropic		
6: collegamento piastra	Steel	2039432,426	815772,970	0,258	0,000	0,022	0,000	0,000	0,000	ElastoPlastic	Isotropic		
Beam: Heat transfer													
	Material	ρ	Cp	κ									
			J/kg/K	J/s/mm ²									
1: Profilo 1	Steel	0,000	485,000	0,054									
2: Profilo 2	Steel	0,000	485,000	0,054									
3: traversi	Steel	0,000	485,000	0,054									
4: Controventi	Steel	0,000	500,000	0,051									
5: TRAVE CENTRALE	Steel	0,000	485,000	0,054									
6: collegamento piastra	Steel	0,000	500,000	0,051									
Beam: Sections													
	Section	Section Type	Area	I11	I22	J	SL1	SL2	SA1	SA2			
			mm ²	mm ⁴	mm ⁴	mm ⁴	mm	mm	mm ²	mm ²			
1: Profilo 1	C-Channel Mirrored Left	C-Channel mirrored Left	11760,000	161267528,000	29624000,000	724800,000	0,000	0,000	799,102	5830,854			
2: Profilo 2	European - UNP 300	C-Channel	5880,000	80300000,000	4950000,000	362400,000	-54,100	0,000	2087,069	2915,827			
3: traversi	European - UNP 300	C-Channel	5880,000	80300000,000	4950000,000	362400,000	-54,100	0,000	2087,069	2915,827			
5: TRAVE CENTRALE	C-Channel Mirrored Left	C-Channel mirrored Left	8480,000	72519084,607	13850937,167	371312,167	0,000	0,000	929,467	4480,747			
6: collegamento piastra	Solid Rectangle	Solid Rectangle	2880,000	18290333,333	23333,333	91236,524	0,000	0,000	0,000	0,000			
Sheet: Pagina 23.7 (LAVORAZIONE, A. IMPROVVISORIE - LANCIAVO)													
Model No.: C:\05007\POB\PROG\OTRIB\INFO\PROG\05007\PROG\05007\PROG\05007-14-10-2015_R01.BT													
21/08/2015 11:11:33													
Page 1 of 2													

Title														
Project														
Author										Reference				
Beam: Geometry														
	Section	Section Type	D	B1	L	T1	T2	T3						
			mm	mm	mm	mm	mm	mm						
1: Profilo 1	C-Channel Mirrored Left	C-Channel mirrored Left	300,000	100,000	0,000	16,000	10,800	0,000						
2: Profilo 2	European - UNP 300	C-Channel	300,000	100,000	0,000	16,000	10,800	0,000						
3: traversi	European - UNP 300	C-Channel	300,000	100,000	0,000	16,000	10,800	0,000						
4: Controventi		Angle Mirrored Left	60,000	60,000	0,000	6,000	6,000	0,000						
5: TRAVE CENTRALE	C-Channel Mirrored Left	C-Channel mirrored Left	240,000	85,000	0,000	13,000	9,500	0,000						
6: collegamento piastra	Solid Rectangle	Solid Rectangle	280,000	10,000	0,000									
Beam: Trusses														
	Material	E	p	Mass/Length	C	ξ	α	Area	Nonlinear	Hardening				
		kg/cm ²		kg/mm			/K	mm ²						
4: Controventi	Steel	2039432,426	0,000	0,011	0,000	0,000	0,000	1368,000	ElastoPlastic	Isotropic				
Beam: Tables														
1: Profilo 1														
2: Profilo 2														
3: traversi														
4: Controventi														
5: TRAVE CENTRALE														
6: collegamento piastra														
Plate: Structural														
	Type	Material	E	v	p	C	ξ	α	t _{nom}	t _{total}	Layers	Nonlinear		
			kg/cm ²					/K	mm	mm				
1: Pannelli	Plate/Shell	Concrete, Compressive Strength f _c = 25 MPa	280014,672	0,200	0,000	0,000	0,000	0,000	78,000	78,000	10	ElastoPlastic		
Sheet: Pagina 23.7 (LAVORAZIONE, A. IMPROVVISORIE - LANCIAVO)														
Model No.: C:\05007\POB\PROG\OTRIB\INFO\PROG\05007\PROG\05007\PROG\05007-14-10-2015_R01.BT														
21/08/2015 11:11:33														
Page 2 of 2														

Plate: Heat transfer						
Type	Material		ρ	C_p	K	t_{nom}
			$\frac{1}{kg/m^3}$	$\frac{J/kg/K}$	$\frac{W/m.K}{mm}$	mm
1: Pannelli	Plate/Shell	Concrete, Compressive Strength $f_c = 25 MPa$	0,000	880,000	0,001	70,000

Plate: Tables						
1: Pannelli						

35347 P082001-01_7 3534700100000_01_0101010101_0101010101
 MODEL NO: 2: 052001-0101010101_0101010101_0101010101_0101010101_0101010101
 21.08.2019 22:18 23.09.2019

Page 3 of 3

Model: Ponte Peticcio-14-10-2015 R01									
Bill of materials									
Selected groups: Model									
Included mass: Structural Mass									
	Mass kg	Volume mm ³	Length mm	Area mm ²	Count	Material	Type	Section	
Grand total	6581,419	837227132,927	153422,564						
Beam properties:									
1: Profilo 1	3888,121	386346129,682	33192,697		48	Beam	C-Channel Mirrored Left		
2: Profilo 2	1638,293	287416462,535	35274,909		54	Beam	C-Channel		
3: Traversi	1886,895	138180006,008	23500,800		10	Beam	C-Channel		
4: Controventi	832,873	80390449,618	58764,949		20	Truss	Angle Mirrored Left		
5: TRAVE CENTRALE	156,745	19942108,000	2350,800		1	Beam	C-Channel Mirrored Left		
6: collegamento piastra	7,492	952008,000	340,800		2	Beam	Solid Rectangle		
Total	6581,419	837227132,927	153422,564		145				
Centre of mass									
	Mass kg	CM(X) mm	CM(Y) mm	CM(Z) mm					
Model	6581,419	8111,500	1211,514	-1345,000					
Total	6581,419	8111,500	1211,514	-1345,000					
Local inertia									
	Ixx kg.mm ²	Iyy kg.mm ²	Ixz kg.mm ²	Ixy kg.mm ²	Iyz kg.mm ²	Izx kg.mm ²			
Model	8808838574,128	172858168900,400	185112885075,508	0,000	0,000	0,000			

Titolo:	
Progetto:	
Autore:	Referente:

Total	960683674,126	172858168900,400	165112865975,500	0,000	0,000	0,000
-------	---------------	------------------	------------------	-------	-------	-------

Global inertia

	IXX kg.mm ⁴	IYY kg.mm ⁴	IZZ kg.mm ⁴	IXY kg.mm ⁴	IYZ kg.mm ⁴	IZX kg.mm ⁴
Model	31173770310,130	617797983744,400	607888517866,700	64878887075,250	-16724331272,420	-71803084804,190
Total	31173770310,130	617797983744,400	607888517866,700	64878887075,250	-16724331272,420	-71803084804,190

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limiti sono state adottate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale (SLU): $C_1 = 1,35 \cdot G_1 + 1,35 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2 + 0,9 \cdot Q_3$
- Combinazione fondamentale (SLU): $C_2 = 1,35 \cdot G_1 + 1,35 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot Q_2 + 0,9 \cdot Q_3$
- Combinazione fondamentale (SLU): $C_3 = 1,35 \cdot G_1 + 1,35 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot Q_3$
- Combinazione caratteristica (SLE): $C_4 = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 1 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2 + 0,6 \cdot Q_3$
- Combinazione caratteristica (SLE): $C_5 = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_1 + 1 \cdot Q_2 + 0,6 \cdot Q_3$
- Combinazione caratteristica (SLE): $C_6 = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2 + 1 \cdot Q_3$
- Combinazione frequente (SLE): $C_7 = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 0,75 \cdot Q_1 + 0 \cdot Q_2 + 0 \cdot Q_3$
- Combinazione frequente (SLE): $C_8 = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2 + 0 \cdot Q_3$
- Combinazione frequente (SLE): $C_9 = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_1 + 0 \cdot Q_2 + 0,2 \cdot Q_3$
- Combinazione quasi permanente (SLE): $C_{10} = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_1 + 0 \cdot Q_2 + 0 \cdot Q_3$
- Combinazione sismica in x (SLV): $C_{11} = 1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 0,0 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2 + 0,0 \cdot Q_3 + E$
- Combinazione sismica in z (SLV): $C_{12} = 1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 0,0 \cdot Q_1 + 0,0 \cdot Q_2 + 0,0 \cdot Q_3 + E$

Dove :

- G_1 : PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI;
- G_2 : PESO PROPRIO ELEMENTI NON STRUTTURALI;
- Q_1 : SOVRACCARICO VARIABILE -FOLLA;
- Q_2 : NEVE;
- Q_3 : VENTO;
- E : SISMICHE.

E i coefficienti di combinazione adottati sono stati assunti, concordemente con le prescrizioni del DM 2008, come riportato nelle seguenti tabelle:

	Coefficienti	Valori
Carichi permanenti	γ_{G1}	1,35
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1,35
Carichi variabili (Folla)	γ_{Qt}	1,35
Carichi variabili (Neve,vento)	γ_{Qt}	1,5

TABELLA 8- COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU

CATEGORIA/AZIONE VARIABILE	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Schema 4 - Folla	0,0	0,75	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0,0	0,0	0,0

TABELLA 9- VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	Y _{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	Y _{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,30	1,30	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	Y _Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	Y _{Gi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	Y _{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	Y _{e2} , Y _{e3} , Y _{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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 (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento q_1	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
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve q_2	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T _a	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

9. ESITI DELLE ANALISI

9.1 ANALISI TENSIONE

- C₁ STATO LIMITE ULTIMO (STATO DI TENSIONE)

Fibre Stress (kg/cm²)
2144,14 [Bm:129]
649,28
-632,03
-1913,33
-2126,89 [Bm:129]



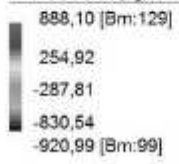
- C₂ STATO LIMITE ULTIMO (STATO DI TENSIONE)

Fibre Stress (kg/cm²)
1098,15 [Bm:129]
330,11
-328,20
-986,52
-1096,24 [Bm:99]



• C₃ STATO LIMITE ULTIMO (STATO DI TENSIONE)

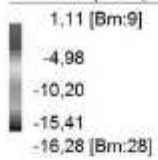
Fibre Stress (kg/cm²)



9.2 ANALISI DELLE DEFORMATE

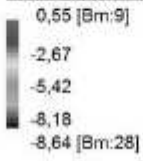
• C₄ DEFORMAZIONI MASSIME (COMBINAZIONE CARATTERISTICA SLE)

Beam Disp: DY (mm)



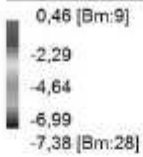
- C₃ DEFORMAZIONI MASSIME (COMBINAZIONE CARATTERISTICA SLE)

Beam Disp: DY (mm)



- C₆ DEFORMAZIONI MASSIME (COMBINAZIONE CARATTERISTICA SLE)

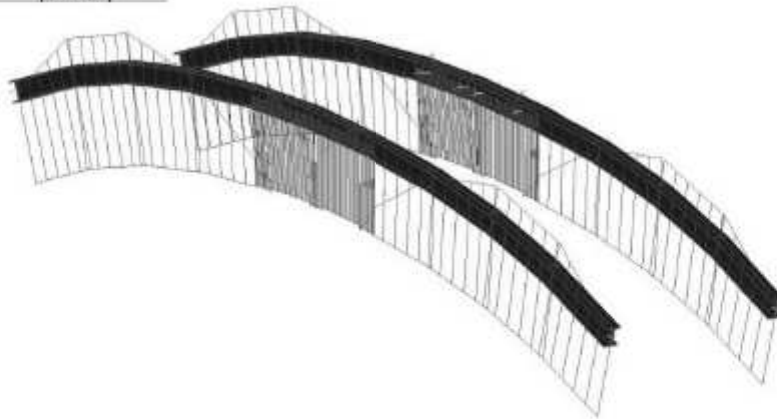
Beam Disp: DY (mm)



9.3 DIAGRAMMI AZIONI SIGNIFICATIVE

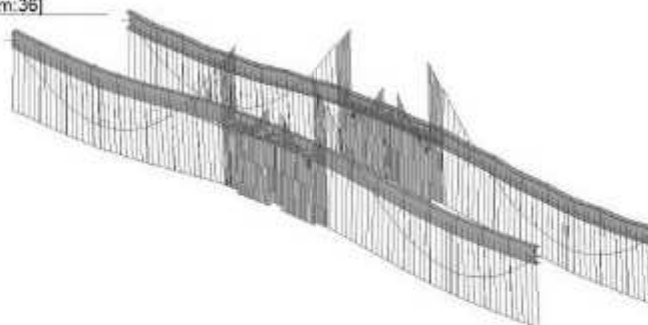
- COMBINAZIONE C₁ – 2 UPN300 MOMENTO (BM2) E FORZA ASSIALE (FORCE)

	MIN	MAX
BM2(kgf.mm)	-4603358,57	10921023,00
	[Bm:2]	[Bm:73]
Force(kgf)	-37361,21	-33612,04
	[Bm:2]	[Bm:120]



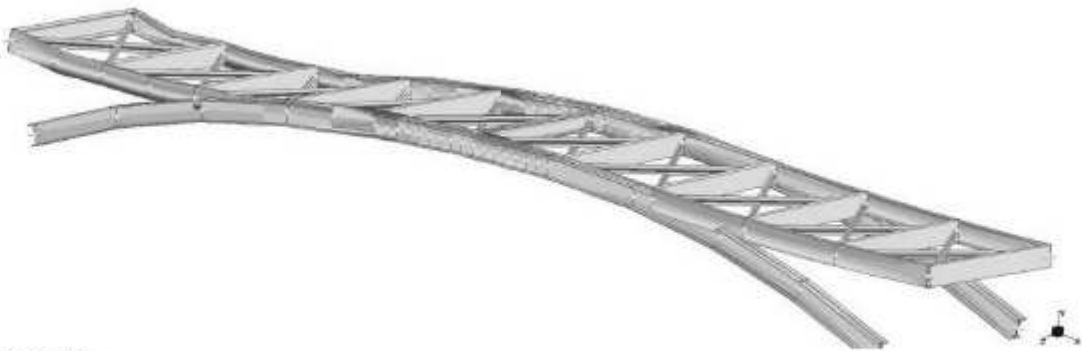
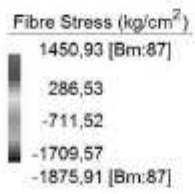
- COMBINAZIONE C₁ – UPN30 MOMENTO (BM2) E FORZA ASSIALE (FORCE)

	MIN	MAX
BM2(kgf.mm)	-9519487,71	6143288,81
	[Bm:99]	[Bm:136]
Force(kgf)	-16724,71	-14982,28
	[Bm:98]	[Bm:36]

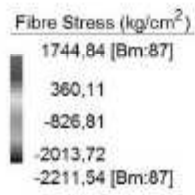


9.4 PRESENZA DEL VEICOLO

• POSIZIONE 1

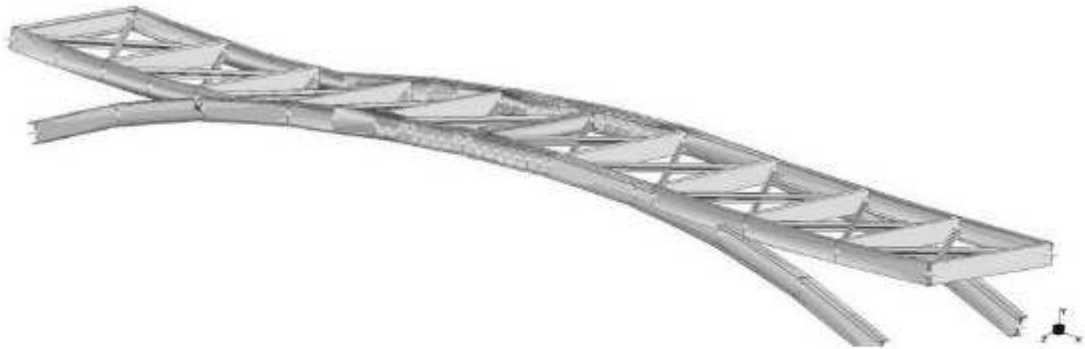


• POSIZIONE 2



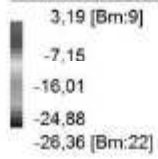
- POSIZIONE 3

Fibre Stress (kg/cm²)



- DEFORMATA MASSIMA (POSIZIONE 2)

Beam Disp: DY (mm)



9.5 ANALISI SISMICA

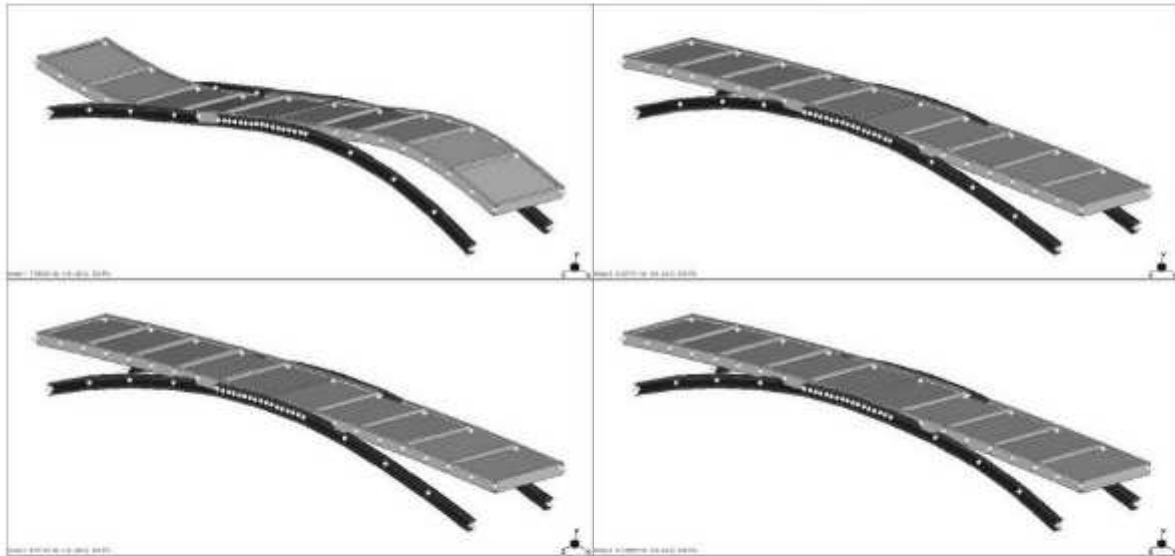


FIGURA 6-1 PRIMI 4 MODI DI VIBRARE

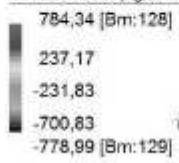
FINAL FREQUENCY RESULTS

Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)
1	2.26829713E+03	4.76266431E+01	7.58001567E+00
2	3.20280445E+03	5.65933251E+01	9.00710744E+00
3	3.24856470E+03	5.69961814E+01	9.07122401E+00
4	3.30486078E+03	5.74879185E+01	9.14948641E+00

Una persona che cammina eccita il ponte con azione periodica verticale con frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e un gruppo di persone in leggera corsa eccita il ponte con frequenza verticale pari a circa 3 Hz. Entrambe sono frequenze lontane dalle frequenze naturali del ponte ottenute dai modi di vibrare.

• COMBINAZIONE C₁₁ – STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) in x

Fibre Stress (kg/cm²)



• COMBINAZIONE C₁₂ – STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) in z

Fibre Stress (kg/cm²)



10. VERIFICA ELEMENTI A COMPRESSIONE

• PILASTRO – 2 UPN300

Azioni massime					
Nmax=	39500	kg	L.astay=	6640,00	mm
Mmax y=	1092000	kgcm	L.astaz=	6640,00	mm
Mmax z=	0	kg cm			
Caratteristiche pilastro					
2 UPN300	β = coefficiente libera inflessione =		Resistenza materiale=	3550,00	kg/cmq
Classe profilo =	1			1,00	
γM =	1,05				
A =	117,60	cmq	W _{el,y} =	1070,0	cmc
J _y =	16126,00	cmq	W _{pl,y} =	1264,0	cmc
J _z =	2962,00	cmq	W _{el,z} =	269,0	cmc
i _y =	11,70	cmc	W _{pl,z} =	323,0	cmc
i _z =	5,00	cmc			
			Mc,Rdy=	3617619,0	
			Mc,Rdy pl=	4273523,8	
			Mc,Rdz=	909476,2	
			Mc,Rdz pl=	1092047,6	
Verifica di resistenza:					
Ncr.y=	742877,2	kg	Ncr.z=	136450,6	kg
λ_y =	0,75		λ_z =	1,75	
α_y =	0,49		α_z =	0,49	
Φ_y =	0,92		Φ_z =	2,41	
χ_y =	0,69		χ_z =	0,25	
Nb,rd=	275836,78	kg	Nb,rd=	97781,14	kg
			elastico	plastico	
Verifica di resistenza y:			0,445	0,399	
Verifica di resistenza z:			0,71	0,66	

11. DIFFUSIONE CARICHI LOCALI

11.1 VERIFICA A PUNZONAMENTO SOLETTA SOGGETTA A CARICO CONCENTRATO

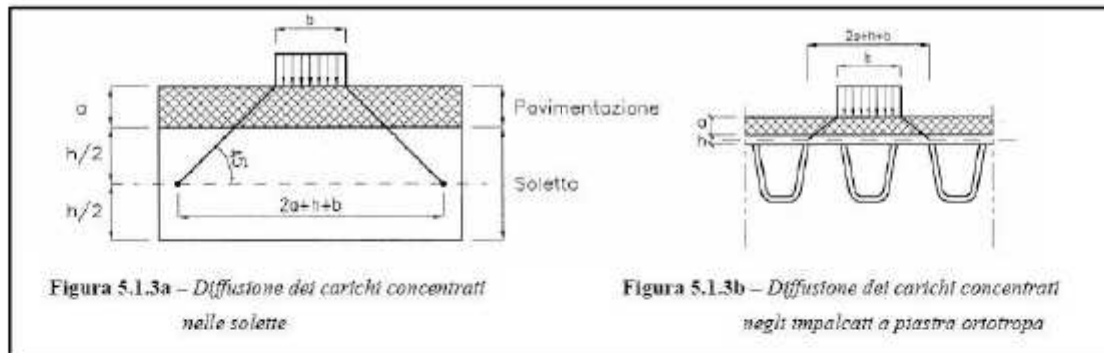


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

Si considera l'impronta della ruota come un quadrato lato di 20 cm.

La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F = 0,5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

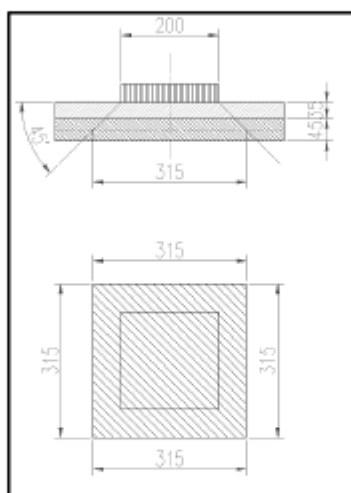
Dove:

- u : è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della lastra;
- h : è lo spessore della lastra;
- f_{ctd} : è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

Si ha un carico concentrato massimo dovuto al passaggio del veicolo pari a:

$$F_{ED} = \frac{Q_{SV2}}{2} = 4000 \text{ kg}$$

Calcolo di F :



$$h = 4,5 \text{ cm} \therefore u = 4 \cdot 31,5 = 126 \text{ cm}$$

Resistenza a trazione della soletta con calcestruzzo C25/30:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 25,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{25,65}{1,5} = 17,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Così si ottiene:

$$F = 0,5 \cdot 126 \cdot 4,5 \cdot 17,1 = 4847,00 \text{ kg}$$

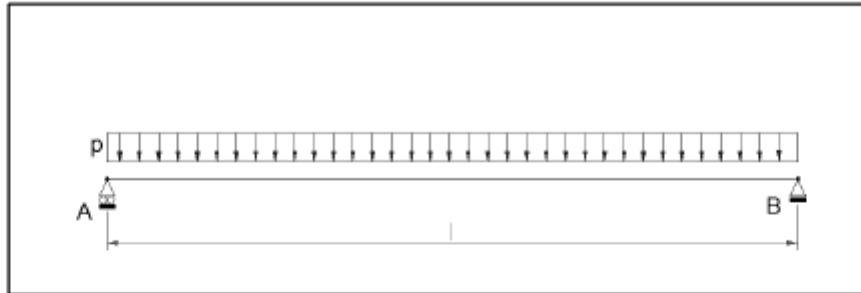
Verifica:

$$F_{ED} = 4000 \text{ kg} \leq F = 4847 \text{ kg}$$

12. PARAPETTI

12.1 VERIFICA CORRIMANO

Per completezza si riporta la verifica manuale:



❖ Proprietà meccaniche e geometriche:

	Profilo	Area $A[cm^2]$	Modulo di resistenza $W [cm^3]$	Inerzia $J[cm^4]$	Lunghezza $l [m]$
Arca-reccio	□ 150x50x3	11,41	39,80	298,51	1,00

❖ Carico applicato p:

l'interasse massimo i profili:

$$i = 1,00 \text{ m}$$

Nello stato limite ultimo il carico distribuito di progetto $p[kg/m]$:

$$p = \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1,5 \cdot 150 = 225,00 \text{ kg/m}$$

$$p = 225,00 \text{ kg/m}$$

Per valutare la freccia si considera la combinazione di carico allo stato limite di esercizio in combinazione caratteristica C_4 (SLE).

il carico distribuito di progetto $p[kg/m]$:

$$p = Q_1 = 150 = 150,00 \text{ kg/m}$$

$$p = 150,00 \text{ kg/m}$$

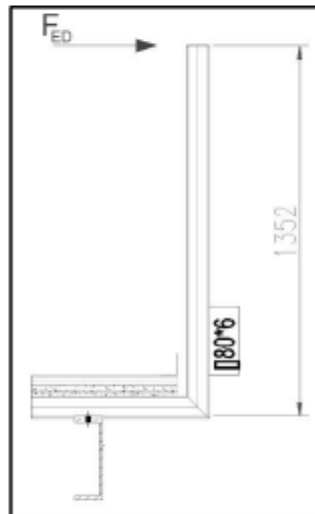
❖ Schema di calcolo e verifica:

Si è schematizzato il corrimano come una trave appoggiata a favore di sicurezza.

TRAVE APPOGGIATA CON CARICO DISTRIBUITO Ω 40X150X80X3				
		FORMULE ANALITICHE	SLU	SLE
	Reazioni vincolari: <ul style="list-style-type: none"> $V_A = V_B = \frac{p}{2} \cdot l$ $H_B = 0$ 	$= 112,5 \text{ kg}$ $= 0 \text{ kg}$	$= 75 \text{ kg}$ $= 0 \text{ kg}$	
	Taglio: <ul style="list-style-type: none"> $T_A = V_A = \frac{p}{2} \cdot l;$ $T_x = 0;$ $T_B = V_B = \frac{p}{2} \cdot l;$ 	$= 112,5 \text{ kg}$ $= 0 \text{ kg}$ $= 112,5 \text{ kg}$	$= 75 \text{ kg}$ $= 0 \text{ kg}$ $= 75 \text{ kg}$	
	Momenti <ul style="list-style-type: none"> $M_A = M_B = 0;$ $M_{max} = \frac{p}{8} l^2;$ 	$= 0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ $= 2813,0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$	$= 0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ $= 1875,0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$	
	Freccia: <ul style="list-style-type: none"> $f = \frac{5 \cdot pl^4}{384 \cdot EJ};$ 	<ul style="list-style-type: none"> / 	$= 0,003 \text{ cm}$	
	<ul style="list-style-type: none"> $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ 			
VERIFICA				
STATTO DI TENSIONE		FRECCIA		
Criterio: $\sqrt{\sigma_{x,Rd}^2 + 3 \cdot \tau_{R,d}^2} \leq f_d / \gamma_{M0}$	Dati: <ul style="list-style-type: none"> $\sigma_{x,Rd} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{2813}{39,80} = 96,00 \text{ kg/cm}^2;$ $\tau_{R,d} = \frac{T}{A} = \frac{112,5}{11,43} = 10,00 \text{ kg/cm}^2;$ $f_d = 3550 \text{ kg/cm}^2;$ $\gamma_{M0} = 1,05;$ 	Criterio: $f \leq \frac{l}{200}$	Dati: <ul style="list-style-type: none"> $f = 0,03 \text{ mm};$ $l = 1000 \text{ mm}$ 	
$\sqrt{96^2 + 3 \cdot 10^2} = 98 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{3550}{1,05} = 2619,00 \text{ kg/cm}^2$		$0,003 \text{ cm} \leq \frac{100}{200} \cong 0,5 \text{ cm}$		

TABELLA 10- TRAVE APPOGGIATA

12.2 VERIFICA MONTANTE



Spinta orizzontale sul montante:

$$F_{ED} = 112,5 \cdot 2 = 225 \text{ kg}$$

Allo stato limite ultimo agendo tale forza a una distanza $L = 1352 \text{ mm}$ si ha un momento pari a :

$$M = \gamma_{Q1} \cdot Q \cdot L = 1,5 \cdot 225 \cdot 1,352 = 45630 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Modulo di resistenza del tubo [80x6]:

$$W_p = 35,99 \text{ cm}^3$$

Verifica:

$$\sigma_{E,d} = \frac{M}{W} = \frac{45630}{35,99} = 1268 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{f_d}{\gamma_{Mo}} = \frac{3550}{1,05} = 3381 \text{ kg/cm}^2$$

Freccia massima allo stato limite di esercizio:

$$f_{max} = \frac{F_{ED} \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot J_{tubo}} = \frac{225 \cdot (135,2)^3}{3 \cdot 2060000 \cdot 143,96} = 0,62 \text{ cm} = 6,2 \text{ mm} \leq f = \frac{2 \cdot 1352}{300} = 9,00 \text{ mm}$$

13. VERIFICA COLLEGAMENTI

I collegamenti sono stati progettati sulla base di una realistica ipotesi sulla distribuzione dei momenti e forze interne.

Tali sollecitazioni applicate al dispositivo di giunzione dei diversi elementi sono quelle ottenute allo SLU della struttura, a seconda della convenzione adottata, come riportato:

<u>DEFINIZIONE DELLE SOLLECITAZIONE CHE AGISCONO SUL COLLEGAMENTO:</u>	
	SISTEMA DI COORDINATE
	<ul style="list-style-type: none"> - Asse 1: asse longitudinale; - Asse 2: in direzione del carico gravitazionali ad eccezione degli elementi verticali (in talco in direzione ortogonale). - Asse 3: orizzontale secondo la regola della mano destra.
	FORZE INTERNE AGLI ELEMENTI
	<ul style="list-style-type: none"> - P: Forza assiale; - V_2: Forza di taglio; - V_3: Forza di taglio; - T: Forza di torsione; - M_2: Momento flettente; - M_3: Momento flettente.

TABELLA 11- CONVENZIONE ADOTTATO FORZE

Le sollecitazioni agenti sul collegamento, in funzione della geometria dello stesso, possono agire come azioni di trazione e/o di taglio, ovvero una combinazione di taglio e trazione sui dispositivi di giunzione. Una volta determinato il valore di trazione e/o di taglio agente sul collegamento si è svolta la verifica. (vedi Tab. n. 12).

Tutti i collegamenti presenti devono avere una resistenza di progetto tale che sia capace di soddisfare i criteri di verifica.

I diversi collegamenti sono stati contrassegnati. Mentre le informazioni geometriche e di dettaglio del nodo sono riportati nelle "tavole di dettaglio".

I riferimenti degli elaborati grafici dei collegamenti nella struttura:

1. Dettaglio nodi:

- Elaborati di progetto

In seguito si riportano alcuni estratti dell'Eurocodice 3: Parte 1-8 "Progettazione dei collegamenti" con la quale è stata condotta la progettazione del singolo dispositivo di giunzione.

- Coefficienti parziali di sicurezza per collegamenti:

prospetto 2.1 Coefficienti parziali di sicurezza per collegamenti

Resistenza di membrature e sezioni trasversali	γ_{M2} , γ_{M1} e γ_{M2} vedere EN 1993-1-1
Resistenza dei bulloni	γ_{M2}
Resistenza dei chiodi	
Resistenza dei perni	
Resistenza delle saldature	
Resistenza di piastre per azione di rifollamento	
Resistenza allo sconnimento	
- allo stato limite ultimo (Categoria C)	$\gamma_{M3,ser}$
- allo stato limite di esercizio (Categoria B)	
Resistenza al rifollamento per un bullone iniettato	γ_{M4}
Resistenza dei collegamenti in travi reticolari con elementi a sezione cava	γ_{M5}
Resistenza dei perni allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M5,ser}$
Serraggio di bulloni ad alta resistenza	γ_{M7}
Resistenza del calcestruzzo	γ_c vedere EN 1992

Nota: I valori numerici dei fattori γ_M possono essere definiti nell'appendice nazionale. I valori raccomandati sono i seguenti: $\gamma_{M2} = 1,25$; $\gamma_{M3} = 1,25$ e $\gamma_{M3,ser} = 1,1$; $\gamma_{M4} = 1,0$; $\gamma_{M5} = 1,0$; $\gamma_{M5,ser} = 1,0$; $\gamma_{M7} = 1,1$.

È come da norma nazionale italiana: $\gamma_{M2} = 1,25$.

- Valori nominali della resistenza allo snervamento f_{yb} e della resistenza ultima a trazione f_{ub} per i bulloni a seconda della classe:

prospetto 3.1 Valori nominali della resistenza allo snervamento f_{yb} e della resistenza ultima a trazione f_{ub} per i bulloni

Classe del bullone	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1 000

Nota: L'appendice nazionale può escludere alcune classi di bulloni.

- Criteri di verifica scelti:

prospetto 3.2 **Categorie di connessioni bullonate**

Categoria	Criteri	Osservazioni
Connessioni a taglio		
A A contatto	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{s,Ed} \leq F_{s,Rd}$	Non è richiesto precarico. Possono essere usati bulloni di classe dalla 4.6 alla 10.9.
B Ad attrito in condizioni di esercizio	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{v,Rd,ser}$ $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{s,Ed} \leq F_{s,Rd}$	Si raccomanda di usare bulloni precaricati di classe 8.8 o 10.9. Per la resistenza allo scorrimento in condizioni di esercizio vedere punto 3.9.
C Ad attrito in condizioni ultime	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{s,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{t,Rd}$	Si raccomanda di usare bulloni precaricati di classe 8.8 o 10.9. Per la resistenza allo scorrimento in condizioni ultime vedere punto 3.9. Per $N_{t,Rd}$ vedere punto 3.4.1(1) c).
Connessioni a trazione		
D Non-precaricata	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{s,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Non è richiesto precarico. Possono essere usati bulloni di classe dalla 4.6 alla 10.9. Per $B_{p,Rd}$ vedere prospetto 3.4.
E Precaricata	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{s,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Si raccomanda di usare bulloni precaricati di classe 8.8 o 10.9. Per $B_{p,Rd}$ vedere prospetto 3.4.
Si raccomanda che la forza di progetto a trazione $F_{t,Ed}$ tenga conto di tutti i contributi derivanti da azioni di contatto, vedere punto 3.11. Si raccomanda che i bulloni soggetti sia a taglio che a trazione soddisfino i criteri forniti nel prospetto 3.4.		

Nota: Se il precarico non è esplicitamente utilizzato nei calcoli di progetto della resistenza allo scorrimento, ma è richiesta per scopi esecutivi o come una misura della qualità (per esempio per la durabilità), il livello di precarico può essere specificato nell'appendice nazionale.

- Posizionamento dei bulloni e fori:

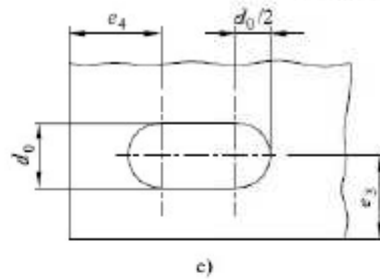
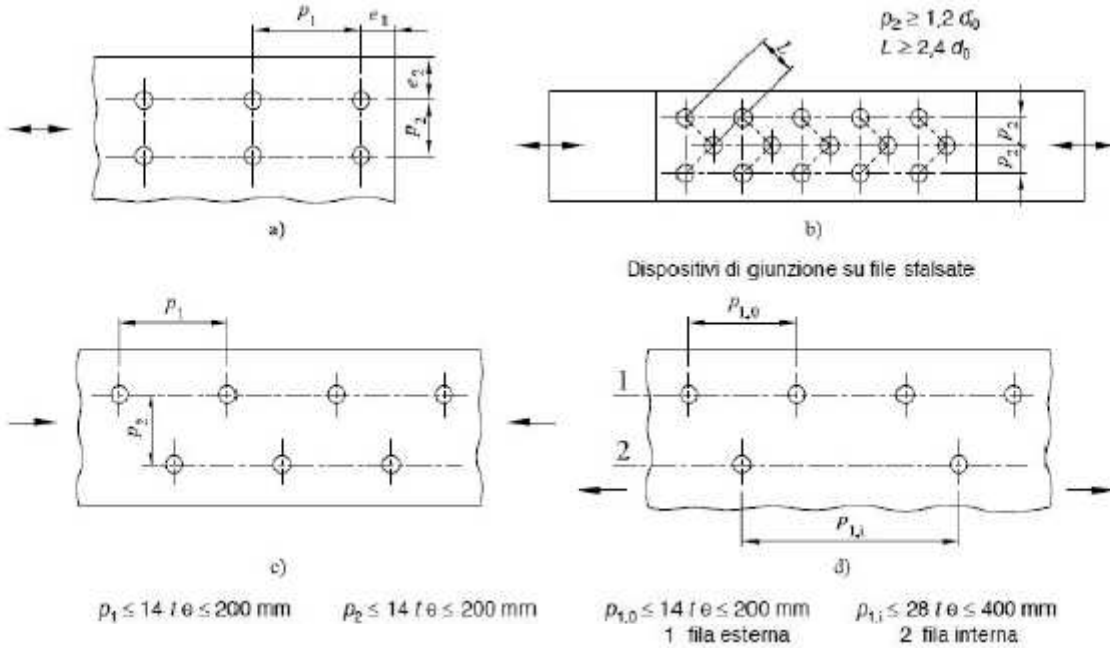
prospetto 3.3 **Minimo e massimo interasse, distanze dall'estremità e dal bordo**

Distanze e passo, vedere figura 3.1	Minimo	Massimo ¹⁾²⁾³⁾		
		Strutture realizzate con acciai conformi alla EN 10025, con esclusione degli acciai conformi alla EN 10025-5		Strutture costituite da acciai conformi alla EN 10025-5
		Acciaio esposto alle intemperie o altri agenti corrosivi	Acciaio non esposto alle intemperie od altri agenti corrosivi	Acciaio usato senza protezione
Distanza dall'estremità e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza dal bordo e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza e_3 per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Distanza e_4 per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Passo p_1	$2,2d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{min}$ o 175 mm
Passo $p_{1,t}$		Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm		
Passo $p_{1,s}$		Il più piccolo tra $28t$ o 200 mm		
Passo $p_2^{5)}$	$2,4d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{min}$ o 175 mm
1) I valori massimi per il passo per le distanze dal bordo e dall'estremità non hanno limiti, eccetto nei seguenti casi: - per le membrature compresse, per evitare instabilità locale e prevenire la corrosione nelle membrature esposte; - per le membrature tese esposte, per prevenire la corrosione. 2) Si raccomanda che la resistenza per instabilità locale delle piastre in compressione tra i dispositivi di giunzione si calcoli secondo la EN 1993-1-1, usando $0,8p_1$ come lunghezza di libera inflessione. La verifica di instabilità locale tra i dispositivi di giunzione non è necessaria se p_1/t è minore di 9α . Si raccomanda che la distanza dal bordo non superi le prescrizioni per l'instabilità locale per un elemento esterno in membrature compresse, vedere EN 1993-1-1. La distanza dall'estremità non è condizionata da tale prescrizione. 3) t è lo spessore della piastra più sottile tra le parti esterne collegate. 4) I limiti dimensionali per i fori asolati sono forniti nel Gruppo 7 delle norme di riferimento di cui al punto 1.2.7. 5) Per file di collegamenti saldati può essere usato un passo minimo tra le file $p_2 = 1,2d_0$ sempre che la minima distanza L tra due dispositivi di giunzione sia maggiore o uguale a $2,4d_0$, vedere figura 3.1 b).				

figura 3.1 Simboli per le distanze di estremità e dal bordo e per il passo dei dispositivi di giunzione

Legenda

- a) Simboli per il passo dei dispositivi di giunzione
- b) Simboli per i passi sfalsati
- c) Passi sfalsati in membrature compresse
- d) Passi sfalsati in membrature tese
- e) Distanze di estremità e dal bordo per fori asolati



- Resistenza di progetto per i singoli dispositivi di giunzione:

prospetto 3.4 Resistenza di progetto per singoli dispositivi di giunzione soggetti a taglio e/o trazione

Modalità di collasso	Bulloni	Chiodi
Resistenza a taglio per piano di taglio	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{tb} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - se il piano di taglio passa attraverso la porzione filettata del bullone (A è l'area resistente a trazione del bullone avente area A_b): <ul style="list-style-type: none"> - per le classi 4.6, 5.6 e 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - per le classi 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - se il piano di taglio passa attraverso la porzione non filettata del bullone (A è la sezione trasversale lorda del bullone): $\alpha_v = 0,6$ 	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{td} A_0}{\gamma_{M2}}$
Resistenza a rifollamento ¹⁾²⁾³⁾	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>ove α_b è il più piccolo tra α_b; $\frac{k_1 d}{t_0}$ o 1,0;</p> <p>nella direzione di trasferimento del carico:</p> <ul style="list-style-type: none"> - per bulloni di estremità: $\alpha_b = \frac{e_1}{3d_0}$; per bulloni interni $\alpha_b = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ <p>ortogonalmente alla direzione di trasferimento del carico:</p> <ul style="list-style-type: none"> - per bulloni di bordo: k_1 è il più piccolo tra $2,8 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ o 2,5 - per bulloni interni: k_1 è il più piccolo tra $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ o 2,5 	
Resistenza a trazione ³⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{tc} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>ove $k_2 = 0,63$ per i bulloni svasati altrimenti $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{tc} A_0}{\gamma_{M2}}$
Resistenza a taglio per punzonamento	$B_{v,Rd} = 0,6 \alpha d_{eff} f_u / \gamma_{M2}$	Non è necessaria alcuna verifica
Combinazione di trazione e taglio	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
<p>1) La resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ per bulloni:</p> <ul style="list-style-type: none"> - in fori sovradimensionati è 0,8 volte la resistenza a rifollamento per bulloni in fori normali; - in fori asolati, se l'asse longitudinale del foro asolato è perpendicolare alla direzione di trasmissione della forza, è 0,6 volte la resistenza a rifollamento per bulloni in fori circolari normali. <p>2) Per i bulloni svasati:</p> <ul style="list-style-type: none"> - si raccomanda che la resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ sia valutata sulla base di uno spessore t della piastra uguale allo spessore della piastra di giunzione meno metà della profondità della parte svasata; - per determinare la resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ si raccomanda che l'angolo e la profondità della parte svasata siano conformi alle Norme di Riferimento: Gruppo 4 di cui al punto 1.2.4, altrimenti si raccomanda di correggere il valore della resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ opportunamente. <p>3) Quando il carico su un bullone non è parallelo al bordo, la resistenza a rifollamento può verificarsi separatamente con riferimento alle componenti della forza sul bullone parallela e normale all'estremità.</p>		

VERIFICA COLLEGAMENTI

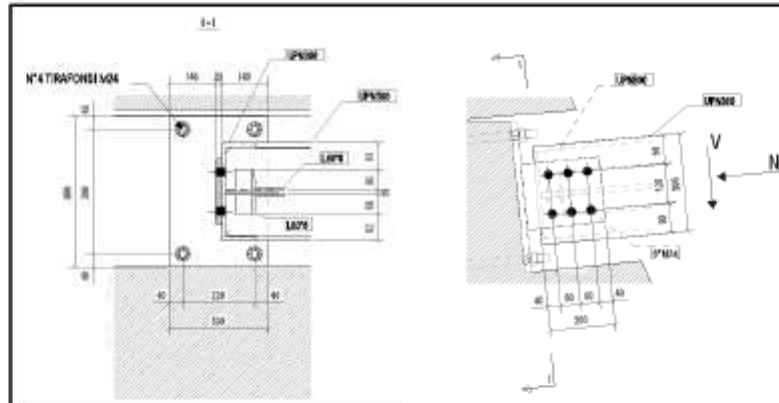
COLLEGAMENTO															VERIFICA										
DET	UNIONE		AZIONI							BULL.		PIATTO		TAGLIO		TRAZIONE		RIFOLLAMENTO			PUNZONAMENTO				
	PROFILO/ ALTRO	PROFILO	P	V ₂	V ₃	M ₃	M ₂	N°	Cl.	Mφ	Thickness [mm]	S 355	F _{v,Ed} [daN]	α _v	F _{v,Ed} [daN]	F _{t,Ed} [daN]	F _{t,Ed} [daN]	F _{v,Ed} [daN]	α _b	K _c	F _{b,Ed} [daN]	F _{b,Ed} [daN]	F _{p,Ed}	F _{p,Ed}	
A	2 UPN 300	2 UPN 300	35600,0	203,0	40,0	437500,0	12600,0	4	8.8	M24	15	ALA	8696,00	0,6	13555	0,00	20333	0,64	8696,00	0,65	2,50	23868,0	27672,19		
								4	8.8	M24	20	ALA	8696,00	0,6	13555	0,00	20333	0,64	8696,00	0,65	2,50	31824,0	36896,26		
								6	8.8	M24	10	ANIMA	18,00	0,6	13555	0,00	20333	0,00	36,00	0,65	2,50	15912,0	18448,13		
								6	8.8	M24	10	ANIMA	18,00	0,6	13555	0,00	20333	0,00	18,00	0,65	2,50	15912,0	18448,13		
B	2 UPN 300	UPN 300	0,0	16200,0	0,0	0,0	0,0	4	8.8	M24	10	-	2025,00	0,6	13555	0,00	20333	0,15	2025,00	0,57	2,50	13953,6	18448,13		
C	2 UPN 300	UPN 300	16500,0	16200,0	0,0	0,0	0,0	6	8.8	M24	10	-	3820,00	0,6	13555	0,00	20333	0,28	3820,00	0,50	2,50	12240,0	18448,13		
E	PIASTRA	2 UPN 300	35300,0	9600,0	0,0	0,0	0,0	9	8.8	M24	20	-	4065,00	0,6	13555	0,00	20333	0,30	8130,00	0,65	2,50	31824,0	36896,26		
								9	8.8	M24	10	ANIMA	4065,00	0,6	13555	0,00	20333	0,30	4065,00	0,65	2,50	15912,0	18448,13		
F	PIASTRA	UPN 300	16300,0	5500,0	0,0	0,0	0,0	6	8.8	M24	10	ANIMA	2870,00	0,6	13555	0,00	20333	0,21	2870,00	0,65	2,50	15912,0	18448,13		

TABELLA 12-VERIFICA COLLEGAMENTI

PONTE CICLO PEDONALE

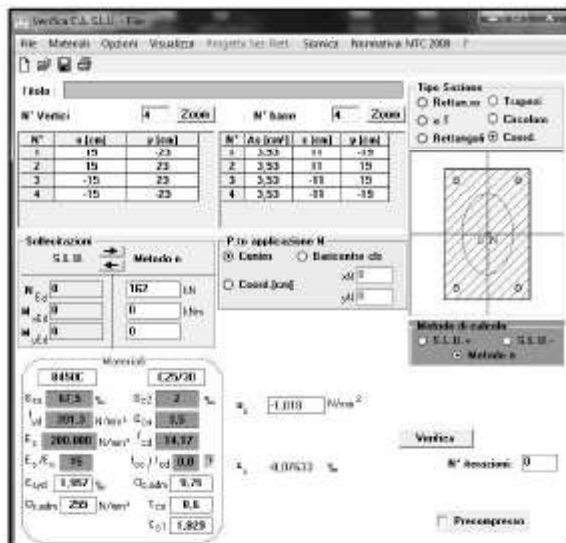
13.1 PIASTRA DI BASE

- DET F



Si utilizza il programma disponibile on-line del Prof. Gelfi dell'Università di Brescia:

COMBINAZIONE C₁



$$N = -16200 \text{ kg};$$

$$V = 5500 \text{ kg};$$

$$M_x = 0 \text{ kgcm};$$

$$M_z = 0 \text{ kgcm}.$$

La tensione del calcestruzzo sull'acciaio è:

$$\sigma_c = 10,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La posizione dell'asse neutro:

TUTTO COMPRESSO

Caratteristiche meccaniche della piastra di base:

$$S_{xx} = 30 \cdot 2 \cdot 1 = 60 \text{ cm}^3$$

$$A = 60 \text{ cm}^2 \quad y_G = 1 \text{ cm}$$

$$J_{xx} = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 2^3 = 20 \text{ cm}^4$$

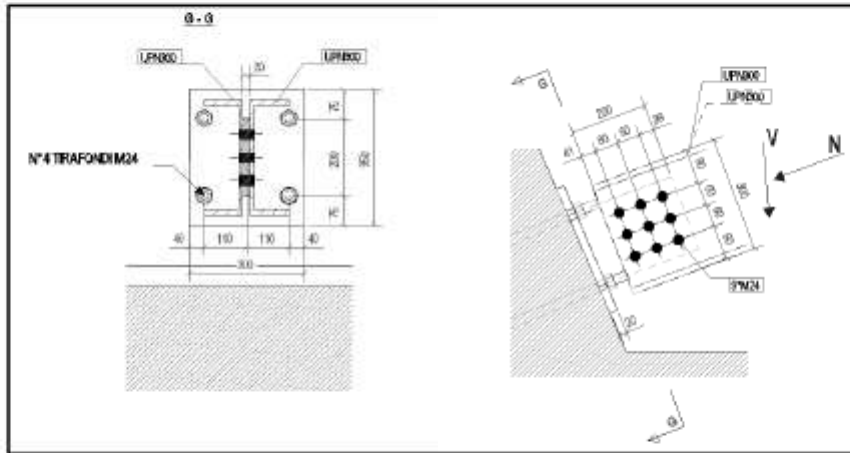
Modulo di resistenza piastra sezione A-A:

$$W = \frac{20}{1} = 20 \text{ cm}^3$$

Verifica:

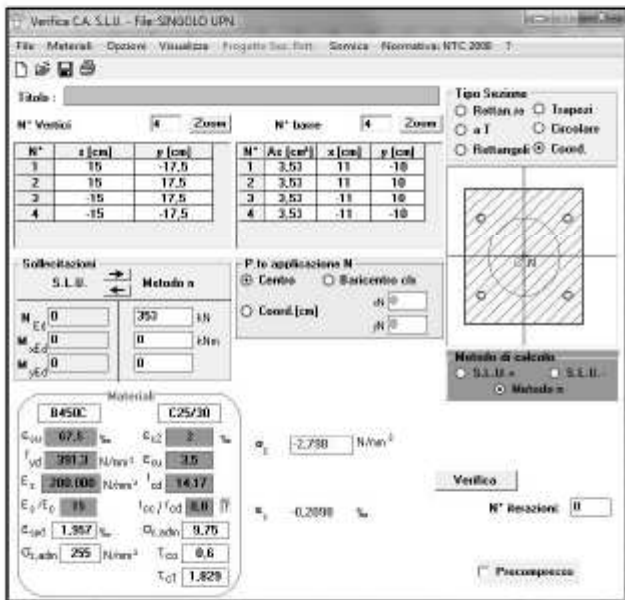
$$\frac{M}{W} = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot x \cdot l}{W} = \frac{10,1 \cdot 30 \cdot 15 \cdot 10}{20} = 2272,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{3550}{1,05} = 3381 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

• DET E



Si utilizza il programma disponibile on-line del Prof. Gelfi dell'Università di Brescia:

COMBINAZIONE C₁



$N = -35300 \text{ kg};$

$V = 9600 \text{ kg};$

$M_x = 0 \text{ kgcm};$

$M_z = 0 \text{ kgcm}.$

La tensione del calcestruzzo sull'acciaio è:

$$\sigma_c = 27,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La posizione dell'asse neutro:

TUTTO COMPRESSO

Caratteristiche meccaniche della piastra di base:

$S_{xx} = 30 \cdot 2 \cdot 1 = 60 \text{ cm}^3$

$A = 60 \text{ cm}^2 \quad Y_G = 1 \text{ cm}$

$J_{xx} = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 2^3 = 20 \text{ cm}^4$

Modulo di resistenza piastra sezione A-A:

$$W = \frac{20}{1} = 20 \text{ cm}^3$$

Verifica:

$$\frac{M}{W} = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot x \cdot l}{W} = \frac{27,9 \cdot 30 \cdot 7,5 \cdot 5}{20} = 1570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{3550}{1,05} = 3381 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

14. CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al § 10.2 NTC08, il progettista strutturale assevera di aver:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software Straus7 e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo, il listato degli errori numerici del solutore e le tabelle di verifica delle sezioni.
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n° 1086/71 e n° 64/74, e al DM 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni).

Il Progettista

PROGETTO:

VALORIZZAZIONE TURISTICA DELLA PISTA CICLOPEDONALE DEL
LITORALE ABRUZZESE. LINEA DI AZIONE 1.3.1.A PAR-FAS ABRUZZO
2007-2013.

COSTRUTTORE:

COMMITTENTE: COMUNE DI ORTONA - CH

OGGETTO: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA
PONTE CICLO PEDONALE-

IL PROGETTISTA:
ING. ALFEO FERRARA

Data: 24/10/2015

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. CARATTERIZZAZIONE GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	3
3. NORMATIVA E METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER IL CALCOLO DELLA FONDAZIONE	3
4. MATERIALI.....	3
5. VERIFICA FONDAZIONE.....	4

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo si riferisce alla realizzazione delle fondazioni per la costruzione delle opere in oggetto.

I calcoli sono eseguiti in conformità alle vigenti norme tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi dell'art. 21 della Legge 05/11/1971 n° 1086 tenendo presenti le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impiegarsi nelle opere da costruire.

Caratteristiche e dimensioni delle fondazioni in oggetto, sono indicati nei disegni di progetto allegati alla presente.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione del terreno è stata desunta dai risultati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche all'interno del sito, analisi di fronte di scavo esistenti esposti nella relazione redatta dal Dott. Geol. D'Errico

3. NORMATIVA E METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER IL CALCOLO DELLA FONDAZIONE

a) Azioni di calcolo e resistenza di calcolo

Le combinazioni di azioni agenti sulla struttura e la capacità resistente degli elementi strutturali sono definite dalla normativa in funzione del metodo di calcolo usato nelle verifiche, che in questo caso sarà il metodo semiprobabilistico agli stati limite

b) Normativa di riferimento

- Carichi di progetto: D.M. 14.01.2008 - TESTO UNICO SULLE COSTRUZIONI

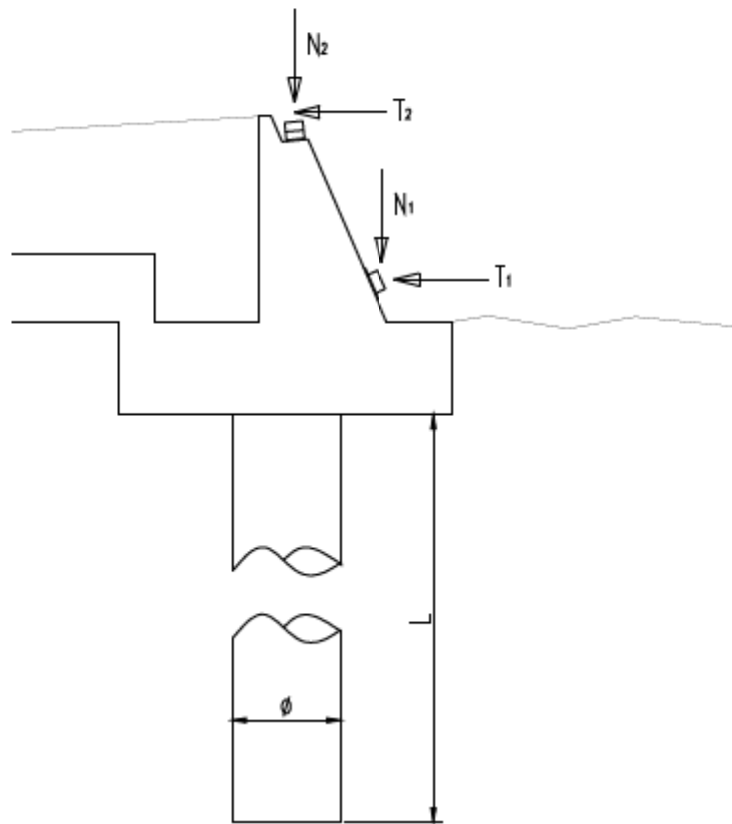
4. MATERIALI

Calcestruzzo C 25/30

Acciaio per cemento armato B450 C con $f_{y\text{nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

$F_{t\text{nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

5. VERIFICA FONDAZIONE



Modello geotecnico:

MODELLO GEOTECNICO								
Orizzonte	γ T/m ³	C_u Kg/cm ²	c'	φ	Dr %	Y Kg/cm ²	E_{ed}	Classificazione AGI (1977)
Orizzonte 1 (0,00-1,00)	1,70	0,10	0,01	21	25	15,30	38,64	Poco addensato
Orizzonte 2 (1,00-2,30)	1,82	0,10	0,01	23	30	25	48,50	Poco addensato
Orizzonte 3 (2,30-10)	1,92	0,00	0,00	26	38	32,50	75	Addensato

Azioni non fattorizzate massime:

$$N = N_1 + N_2 = 14600 + 8400 = 23000 \text{ kg}$$

$$T = T_1 + T_2 = 25000 + 12500 = 37500 \text{ kg}$$

Peso della fondazione:

$$N' = 26800 \text{ kg}$$

Peso singolo palo Φ 800 mm L = 12 m:

$$N'' = 4608 \text{ kg}$$

Combinazione A1:

$$N_{\text{tot}} = 1,5 \cdot 23000 + 1,5 \cdot 26800 + 1,5 \cdot 4608 = 81612 \text{ kg}$$

$$T_{\text{tot}} = 1,5 \cdot 37500 = 56250 \text{ kg}$$

Combinazione A2:

$$N_{\text{tot}} = 1,3 \cdot 23000 + 1,3 \cdot 26800 + 1,3 \cdot 4608 = 70730,4 \text{ kg}$$

$$T_{\text{tot}} = 1,3 \cdot 37500 = 48750 \text{ kg}$$

Calcolo del carico limite (Palo di lunghezza 10 m):

- Resistenza laterale

Si applica il metodo di Wright e Reese, considerando dei valori medi per la resistenza laterale relativi ai vari strati di terreno.

La resistenza laterale a profondità z, vale:

$$s = 0,7 \cdot \text{tg} \varphi \cdot \sigma_{vz}$$

dove:

$$\sigma_{vz} = \gamma \cdot z$$

Si trova:

Strato	ΔL [m]	Z [m]	σ_{vz} [kN/m ²]	φ	s [kN/m ²]
1	1	0,5	8,5	21	2,28
2	1,30	1,65	30,03	23	8,92
3	7,70	6,15	118,08	26	40,31

Per i vari strati si ha:

$$\text{strato } \Delta S = \pi \cdot d \cdot \Delta L \cdot s$$

$$1 \quad \pi \cdot d \cdot \Delta L \cdot s = 3,14 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 2,28 = 5,72$$

$$2 \quad \pi \cdot d \cdot \Delta L \cdot s = 3,14 \cdot 0,8 \cdot 1,30 \cdot 8,92 = 29,12$$

$$3 \quad \pi \cdot d \cdot \Delta L \cdot s = 3,14 \cdot 0,8 \cdot 7,70 \cdot 40,31 = 779,69$$

$$S = 5,72 + 29,12 + 779,69 = 814,53 \text{ kN} = 81453 \text{ kg}$$

- Resistenza alla punta del palo

Alla punta del palo si ha:

$$P = E_{ed} \cdot \pi \cdot (D/2)^2 = 7,5 \cdot 3,14 \cdot 40^2 = 37680 \text{ kg}$$

In definitiva otteniamo:

$$Q_{lim} = 81453 + 37680 = 119133 \text{ kg}$$

Combinazione A1 $N_{tot} = 81612 \text{ kg} < Q_{lim} / R1 = 119133 / 1 = 119133 \text{ kg}$

Combinazione A2 $N_{tot} = 70730,4 \text{ kg} < Q_{lim} / R2 = 119133 / 1,6 = 74458 \text{ kg}$

Calcolo della resistenza alla forza orizzontale (Palo di lunghezza 10 m):

Calcolo del coefficiente di spinta passiva:

Combinazione M1:

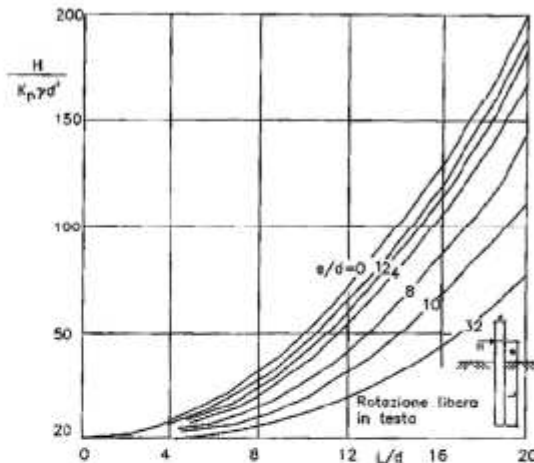
$$k_p = t_g^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 3 \quad \frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{562,5}{3 \cdot 19,2 \cdot 0,8^3} = 19,7 \sim 20$$

Combinazione M2:

$$k_p = \frac{t_g^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{1,25} = 2,4 \quad \frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{487}{3 \cdot 19,2 \cdot 0,8^3} = 16,51 \sim 2$$

In entrambi i casi ho un valore prossimo a 20:

con tale valore e per e/d = 10 si entra nel diagramma riportato sotto e si ricava L/d ovvero:



L/d ~ 8 per cui : L_{min} = 8 · 0,8 = 10 m

Per la verifica della sezione, si ricava:

$$f = 0,816 \cdot \sqrt{\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d}} = 0,816 \cdot \sqrt{\frac{562,5}{3 \cdot 19,2 \cdot 0,8}} = 2,85 \text{ m}$$

$$M_{max} = H \cdot \left(e + \frac{2}{3} f \right) = 562,5 \cdot \left(0,75 + \frac{2}{3} \cdot 2,85 \right) = 1490,62 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = H = 562,5 \text{ kN}$$

Riferendo il calcolo ad una sezione quadrata di lato $b = 80 \text{ cm}$ soggetta a flessione semplice, si ricava:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1490,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 680 \cdot 450} = 5412 \text{ mm}^2$$

Per il palo $\Phi 80$ si assume n° 20 $\Phi 20$ ($A_s = 6280 \text{ mm}^2$)

Per il taglio si ha.

$$A_{sw} = \frac{V_{\max} \cdot \Delta x}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{562,5 \cdot 10^3 \cdot 1000}{0,9 \cdot 680 \cdot 450} = 2042 \text{ mm}^2$$

Si assume un armatura minima pari a:

staffe $\Phi 12/11$ ($A_{sw} = 2260,8 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Verifica plinto di fondazione:

Tenendo conto della simmetria di carico rispetto alle 2 sezioni critiche nelle due direzioni si ha in combinazione A1:

$$V_{sd} = 81612 \text{ kg}$$

$$V_{Rd1} = \left(0,25 + \frac{R_{ck} - 15}{75} \right) \cdot B \cdot 0,9 \cdot d = \left(0,25 + \frac{30 - 15}{75} \right) \cdot 6000 \cdot 0,9 \cdot d = 2430d$$

Posto

$$V_{sd} = V_{Rd1} \text{ si ha:}$$

$$8161,2 = 2430d$$

$$d = 8161,2 \cdot 10^3 / 2430 = 3358 \text{ mm}$$

Si assume un armatura minima pari a:

staffe $\Phi 20/10$ ($A_{sw} \sim 3140 \text{ mm}^2/\text{m}$) valore che possiamo ritenere accettabile.

Verifica spalla ponte:

$$M_{\max} = (5625 \cdot 0,8) \cdot (2/3) = 3000 \text{ kN m / m}$$

Riferendo il calcolo ad una sezione quadrata di lato $b = 201 \text{ cm}$ soggetta a flessione semplice, si ricava:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{3000 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 2010 \cdot 450} = 3685 \text{ mm}^2$$

si arma con $\Phi 22$ passo 10 cm ($A_s = 3799,4 \text{ mm}^2$)

Per il taglio si ha.

$$A_{sw} = \frac{V_{\max} \cdot \Delta x}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{562,5 \cdot 10^3 \cdot 1000}{0,9 \cdot 2010 \cdot 450} = 690 \text{ mm}^2$$

Si assume un armatura minima pari a:

staffe $\Phi 12/10$ ($A_{sw} \sim 1130,4 \text{ mm}^2/\text{m}$)

PROGETTO:

VALORIZZAZIONE TURISTICA DELLA PISTA CICLOPEDONALE DEL
LITORALE ABRUZZESE. LINEA DI AZIONE 1.3.1.A PAR-FAS ABRUZZO
2007-2013.

CONSTRUTTORE: -

COMMITTENTE: COMUNE DI ORTONA - CH

OGGETTO: RELAZIONE SUI MATERIALI
-PONTE CICLO PEDONALE-

IL PROGETTISTA:
ING. ALFEO FERRARA

Data: 24/10/2015

INDICE

1. RELAZIONE SUI MATERIALI..... 3

1. RELAZIONE SUI MATERIALI

(L. n° 1086 del 05 / 11 / 1971 - Art. 4)

Nella esecuzione dell'opera in oggetto è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

Per tutte le strutture si utilizza acciaio tipo:

- Profili

CORT-TEN B (S 355 JOW) EN 10025 per la quale è previsto $f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$ $f_{tk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$

- Piastrame

CORT-TEN B (S 355 JOW) EN 10025 per la quale è previsto $f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$ $f_{tk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$

- Giunzioni bullonate eseguiti con bulloni ad alta resistenza classe 8.8 e dadi classe 8

Per i quali è previsto:

$$f_t = 8000 \text{ kg / cm}^2 \quad f_y = 6400 \text{ Kg / cm}^2$$

**salvo dove è diversamente indicato nelle tavole progettuali.*

- Giunzioni saldate eseguite con elettrodi omologati secondo UNI EN ISO 4063 2001

PROGETTO:

VALORIZZAZIONE TURISTICA DELLA PISTA CICLOPEDONALE DEL
LITORALE ABRUZZESE. LINEA DI AZIONE 1.3.1.A PAR-FAS ABRUZZO
2007-2013.

COSTRUTTORE: -

COMMITTENTE: COMUNE DI ORTONA -CH

OGGETTO: RELAZIONE PIANO DI MANUTENZIONE
-PONTE CICLO PEDONALE-

IL PROGETTISTA:
ING. ALFEO FERRARA

Data: 24/10/2015

INDICE

1.	PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE	3
1.1	SORVEGLIANZA E MANUTENZIONE	3
1.2	CONTROLLI	3
1.3	MANUTENZIONE PERIODICA	3
1.4	MANUTENZIONE DELLA PROTEZIONE DELLE STRUTTURE ZINCATE	4
1.5	RIPARAZIONE	4
1.6	MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE VERNICIATE	5
1.7	MANUTENZIONE STRAORDINARIA	5
2.	PIANO DI MANUTENZIONE DELLE FONDAZIONI	6

1. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE

Si riportano le indicazioni generali per il piano di manutenzione delle strutture metalliche nel caso vengano lasciate a vista.

1.1 SORVEGLIANZA E MANUTENZIONE

Durante la loro vita le opere metalliche devono essere ispezionate periodicamente da tecnici qualificati incaricati dal committente.

Una prima visita di controllo deve essere fatta ad un anno dell'entrata in esercizio della struttura. In tale occasione deve essere stabilito un intervallo tempo massimo tra due ispezioni consecutive in base alla natura, alle caratteristiche dell'opera e alla località in cui essa sorge; in ogni caso tale intervallo di tempo può essere maggiore di 10 anni per le strutture ed al massimo annuale per coperture e tamponamenti. Devono essere programmate anche delle ispezioni straordinarie in caso di urti accidentali, calamità naturali ed altri eventi non riportati ma recanti danni alla struttura. Le ispezioni devono essere estese per quanto possibile a tutte le parti dell'opera per accertarne lo stato generale di conservazione e disporre, se nel caso, i lavori di manutenzione. In particolare, devono essere verificati l'efficienza delle bullonature e delle saldature dei collegamenti, l'integrità dei fissaggi dei giunti di lamiere e bordature.

1.2 CONTROLLI

L'ispezione delle strutture metalliche è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni ossidazione /corrosione)
- integrità delle giunzioni bullonate
- integrità delle giunzioni saldate
- presenza di eventuali cricche/ lesioni.

1.3 MANUTENZIONE PERIODICA

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino del trattamento superficiale ed il serraggio delle giunzioni bullonate.

Essendo i bulloni progettati per lavorare a taglio e serrati con coppia pari al 70% della coppia di serraggio prevista dalla CNR UNI 10011 con tolleranza del $\pm 10\%$, si ritiene necessario un controllo dei principali giunti (flange e giunti travi e colonne con coprigiunti) con cadenza decennale.

La sostituzione invece dei singoli bulloni non comporta problemi particolari, perché i fori presentano un gioco sufficiente per eseguire l'operazione senza difficoltà.

Solo se si dovesse verificare che sia avvenuto uno scorrimento relativo tra i diversi elementi significativo, in questo caso, il danneggiamento sarà tale da giustificare una riparazione di tutto il nodo.

1.4 MANUTENZIONE DELLA PROTEZIONE DELLE STRUTTURE ZINCATE

Per quanto riguarda la manutenzione della protezione della struttura metallica mediante zincatura, si potrà fare riferimento alle specifiche contenute nella normativa UNI EN ISO 1461 07/2009 "Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio- Specificazioni e metodi di prova".

1.5 RIPARAZIONE

Le aree complessive non rivestite da riparare da parte del manutentore non devono essere maggiore dello 0,5% dell'area di superficie totale di un componente. Ciascuna area non rivestita da riparare non deve essere maggiore di 10 cm². Se le aree non rivestite sono più grandi, il componente contenente tali aree deve essere nuovamente zincato, se non diversamente concordato tra committente e manutentore.

La riparazione deve avvenire mediante spruzzatura a caldo di zinco (la EN 22063 è pertinente) o mediante una vernice ricca di zinco, tenendo conto dei limiti pratici di tali sistemi. E' inoltre ammesso l'uso di una lega di zinco in barrette. Il committente o utilizzatore finale devono essere messi al corrente dal manutentore circa il metodo di riparazione.

Se sono comunicate dal committente particolari requisiti, per esempio verniciature da applicare successivamente, il procedimento di riparazione proposto deve prima essere comunicato al committente da parte del manutentore.

Il trattamento deve includere la rimozione di ogni irregolarità, la pulitura ed ogni pretrattamento necessario per garantire l'aderenza.

1.6 MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE VERNICIATE

Programma di manutenzione per la protezione anticorrosiva delle strutture e degli elementi in acciaio esteso a tutta la durata in servizio della struttura (secondo UNI EN ISO 12944-8).

Si deve, prevedere per la struttura in oggetto, una manutenzione ordinaria, da tenersi con cadenza regolare, e una manutenzione straordinaria, da effettuarsi quando si manifestino le condizioni previste dalle norme.

Per prolungare la durata del rivestimento protettivo per tutta la vita nominale della struttura, è necessario eseguire una ordinaria manutenzione, prima che si manifesti qualsiasi traccia di ruggine e preferibilmente ogni qualvolta vengano riscontrate alterazioni del rivestimento protettivo (come sfarinamenti, screpolature, vescicamento, danneggiamenti, ecc..)

I committenti, la direzione lavori, i costruttori ed i controllori dei rivestimenti devono essere a conoscenza di informazioni precise circa il sistema protettivo utilizzato per proteggere la struttura.

Queste informazioni devono essere complete, non devono presentare ambiguità e devono essere facilmente comprensibili per permettere a tutti i coinvolti di interpretare correttamente le indicazioni, al fine di consentire le verifiche e le successive operazioni manutentive.

Le vernici che compongono il sistema protettivo necessitano di regolare manutenzione e pulizia per assicurare la continuità delle proprietà decorative e protettive della superficie.

Il procedimento di pulizia deve essere effettuato attraverso un regolare lavaggio della superficie utilizzando una soluzione di acqua calda e detergente delicato (pH 5-8) tutte le superfici vanno pulite utilizzando uno strofinaccio morbido o una spugna, non usare nessuna spazzola, se non di origine naturale.

Per un ambiente non particolarmente aggressivo di tipo urbano-rurale, come quello in cui è collocata la struttura in oggetto, la normale frequenza di pulizia può essere di 12 mesi.

1.7 MANUTENZIONE STRAORDINARIA

La manutenzione straordinaria è da effettuarsi quando si manifestano le condizioni previste dalle norme UNI EN ISO 4628-3 e precisamente quando viene raggiunto il grado di arrugginimento Ri3 (1% della superficie della struttura) o nell'eventualità di particolari danneggiamenti al rivestimento protettivo.

Lo stato di un rivestimento di protezione può essere verificato secondo la UNI EN ISO 4628 (parti da 1 a 6).

2. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE FONDAZIONI

Le strutture in cemento armato di tipo ordinario come quella in esame, se eseguite a regola d'arte secondo le indicazioni della direzione dei lavori nel rispetto delle prescrizioni contenute nella relazione sui materiali, garantiscono la durabilità richiesta per tutta la vita nominale, in questo caso 50 anni.

Tuttavia, possono verificarsi mutamenti delle condizioni al contorno che determinano alterazioni significative delle ipotesi di calcolo e di modellazione, in grado di compromettere la durabilità progettata.

A tale scopo occorre predisporre sulle strutture idonei controlli a scadenze periodiche, al fine di rilevare tempestivamente mutamenti correlabili ad anomalie funzionali e poter intervenire di conseguenza.

Di seguito si elenca per la fondazione il dettaglio dei controlli e degli eventuali interventi da porre in essere:

Tipo di struttura: Fondazioni

Anomalie riscontrabili: Cedimenti, lesioni alla sovrastruttura, causati da mutamenti delle condizioni del terreno dovuti a cause quali: variazione della falda freatica, rottura di fognature o condutture idriche in prossimità della fondazione, ecc.

Controlli: Controllo a vista

Periodicità dei controlli: Ogni anno

Controllore: Gestore

Eventuali interventi: Opere di consolidamento del terreno o della struttura da decidersi dopo indagini specifiche.

Esecutore interventi: Personale specializzato.