

Via P.C. Cadoppi, 14 - 42124 Reggio Emilia
 E-mail: info@studiocgs.it
 Tel. 0522 439734 Fax 0522 580006



STUDIO INGEGNERIA GUIDETTI - SERRI

PROGETTISTA

Ing. Lorenzo SERRI

COLLABORATORE

Ing. Chiara Incerti

FASE DI PROGETTO

**PROGETTO
ESECUTIVO**

DATA EMISSIONE

16/12/2015

SCALA

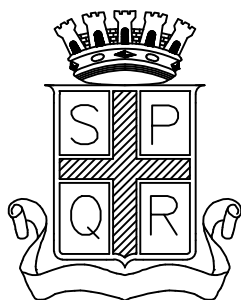
PRATICA

P48/2015

TAVOLA

RS

COMMITTENTE



Comune di REGGIO EMILIA
 AREA RISORSE DEL TERRITORIO
 Piazza Prampolini, 1 - 42121 Reggio Emilia

FIRMA

PROGETTO

Installazione barriere acustiche su Via Inghilterra
 in corrispondenza dell'intersezione con Via Rosselli

ELABORATO

Relazione di Calcolo Strutturale

H				
G				
F				
E				
D				
C				
B				
A	16/12/15	EMISSIONE	Incerti C.	Serri L.
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO

FILE W:\P-2015\P48-Comune di Reggio Emilia - installazione barriere antirumore su via inghilterra a Reggio\07-Progetto\Tasselli.dwg

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO
 DI RIPRODURLO E DI RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LA NOSTRA AUTORIZZAZIONE SCRITTA



INDICE

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.... 3

a) Descrizione del contesto edilizio	3
b) Descrizione generale della struttura.....	4
c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati.....	4
d) Definizione dei parametri di progetto	5
e) Descrizione dei materiali.....	5
f) Criteri di progettazione e di modellazione.....	7
g) Principali combinazioni delle azioni.....	8
h) Metodo di analisi seguito.....	8
i) Criteri di verifica agli Stati Limite.....	8
j) Configurazioni deformate, caratteristiche di sollecitazione e sintesi delle verifiche.....	9
k) Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo.....	22
l) Strutture geotecniche o di fondazione.....	25

2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE 31

2.1 Premessa	31
2.2 ES Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale	32
2.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica	32
2.4 Quadro normativo di riferimento adottato.....	33
2.5 ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	33
2.6 Azioni di progetto sulle costruzioni.....	33
2.7 Modello numerico	35
2.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi	35
2.7.2 Informazioni sul codice di calcolo.....	36
2.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche	36
2.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni.....	41
2.7.5 Modellazione delle azioni	42
2.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico	43
2.8 Principali risultati.....	44
2.8.1 Risultati dell'analisi lineare statica	44
2.8.2 Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico	44
2.8.3 Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative	44



2.9 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	46
2.10 Verifiche agli stati limite ultimi	46
2.11 Verifiche agli stati limite di esercizio.....	58
3 RELAZIONE SUI MATERIALI	60
4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	61
5 PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA	62
6 RELAZIONI SPECIALISTICHE	63
6.1 Relazione geologica	63
6.2 Relazione geotecnica.....	63
6.3 ES Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali	64
6.4 Relazione sulle fondazioni	67

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) Descrizione del contesto edilizio

Oggetto della presente relazione è la verifica strutturale degli elementi componenti un sistema di pannelli fonoassorbenti con funzione di barriera antirumore da collocare sul sovrappasso di Via Inghilterra nel comune di Reggio Emilia (vedi Tav. 1 di inquadramento generale).

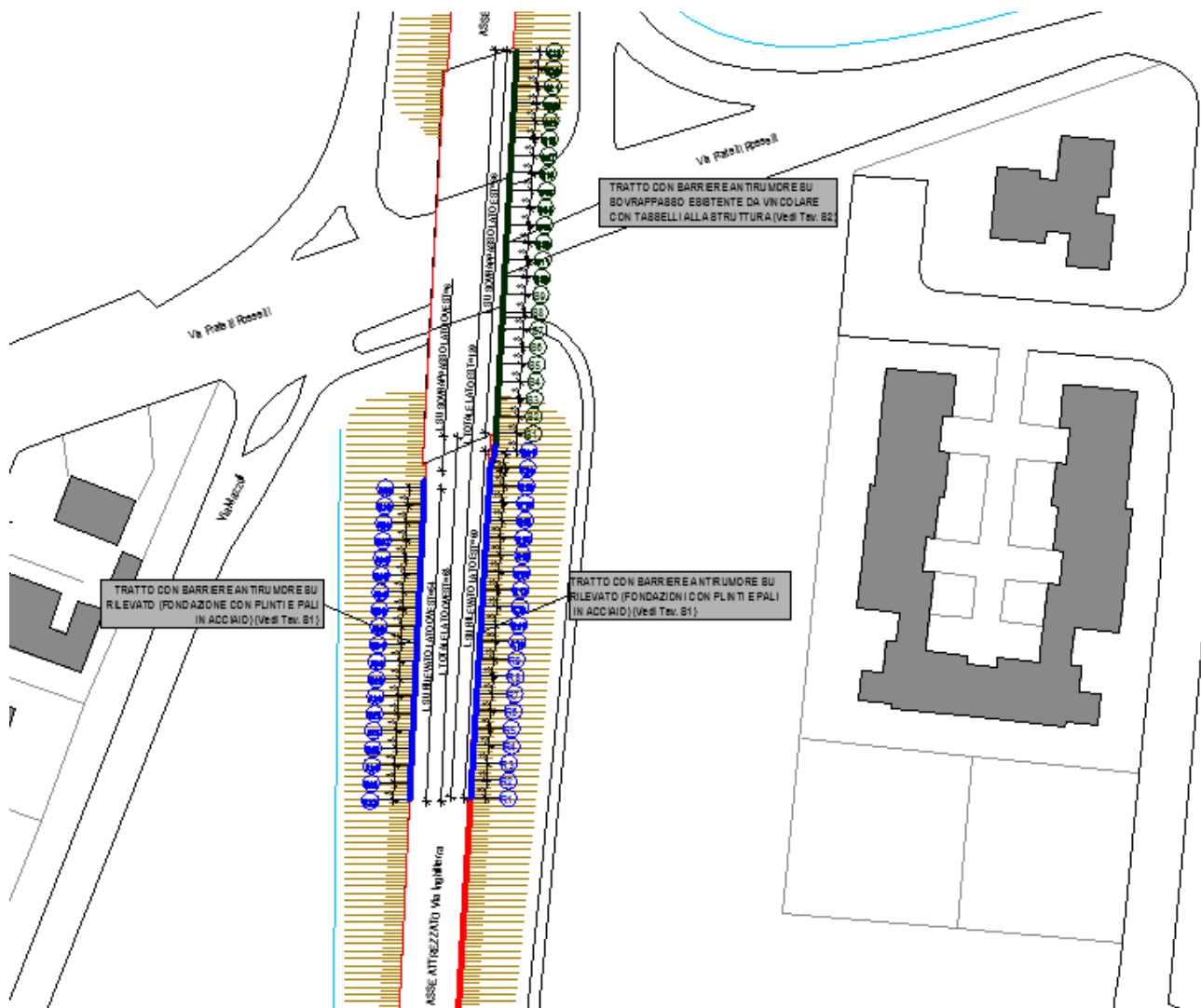


Figura 1-Inquadramento generale (vedi Tav. 1)

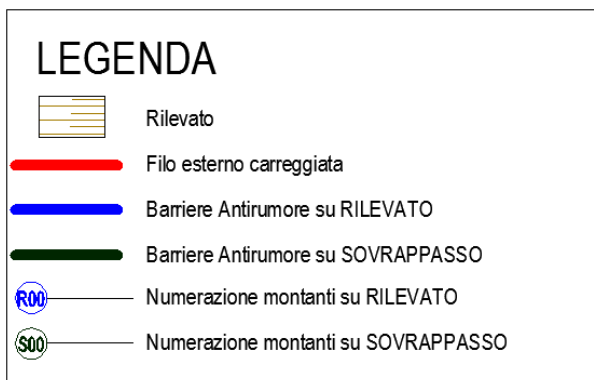


Figura 2-Legenda Figura 1

b) Descrizione generale della struttura

La struttura portante è costituita da elementi montanti metallici HEA160 disposti ad interasse di 3 m a sostegno di quattro pannelli fonoassorbenti orizzontali del tipo scatolare metallico con modulo di altezza pari a 50 cm, che vengono sovrapposti per ottenere l'altezza desiderata. Alla base dei pannelli fonoassorbenti è posizionato un ulteriore pannello, in c.a. prefabbricato, con modulo di altezza sempre pari a 50 cm.

Sul RILEVATO STRADALE, l'intervento viene realizzato su un plinto circolare in c.a. gettato in opera alla base dei montanti, a sua volta ancorato a pali costituiti da profilati in acciaio HEA140 battuti in opera.

In un tratto di viabilità in cui è presente un manufatto esistente in c.a. si prevede il vincolamento dei montanti metallici direttamente al SOVRAPPASSO mediante tasselli chimici (barre filettate M20 classe 8.8 ancorate con resina tipo HILTI HIT-HY 200-A).

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione delle strutture indicate, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- a) Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- b) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- c) Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 così come integrata dalle ordinanze 3379 del 5 novembre 2004 e 3431 del 3 maggio 2005, relativa ai criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- d) D.M.14.01.08 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- e) Circolare n° 617 del 02.02.09 “Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.08”;
- f) UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;
- g) UNI EN ISO 898-1:2009 “Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio - Parte 1: Viti e viti prigioniere con classi di resistenza specificate - Filettature a passo grosso e a passo fine”
- h) ETAG Nr.001 (Edizione 2007) “Linee Guida per l’Ottenimento del Benessere Tecnico Europeo di ancoranti metallici da utilizzare in calcestruzzo” – Annesso C;



d) Definizione dei parametri di progetto

Di seguito si definiscono i parametri necessari per la valutazione delle azioni sia orizzontali che verticali sollecitanti la struttura; dal punto di vista delle azioni orizzontali, si definiscono in base alla Normativa vigente i parametri necessari per definire le azioni dovute al vento.

Azione del vento

Il calcolo dell'azione del vento viene eseguita come descritto nel paragrafo § 3.3 del D.M. 14/01/2008:

Zona 2 (Emilia Romagna) →	$\begin{cases} v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \\ a_0 = 750 \text{ m} \\ k_a = 0,015 \text{ s}^{-1} \end{cases}$
Velocità di riferimento:	$v_b = v_{b,0}$ se $a = 58 \text{ m s.l.m.} < a_0$
Pressione cinetica di riferimento:	$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 39.1 \text{ daN/m}^2$
Coefficiente di topografia:	$c_t = 1$
Coefficiente di forma c_p :	$c_p = 0.80 + 0.40 = 1.20$
Coefficiente dinamico:	$c_d = 1$
Classe di rugosità del terreno:	<i>B - "Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive"</i>
Distanza dal mare:	$> 30 \text{ km}$
Categoria di esposizione IV →	$\begin{cases} k_r = 0.22 \\ z_0 = 0.3 \text{ m} \\ z_{min} = 8 \text{ m} \end{cases}$
Coefficiente di esposizione:	$c_e(z) = k_r^2 \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$ → $c_e(8) = 1.63$
Pressione del vento:	$p(z) = q_b c_p c_d c_e(z) = 76.60 \text{ daN/m}^2$

Per quanto riguarda la modellazione delle azioni sulla struttura, si riportano di seguito le analisi dei carichi adottate.

Analisi dei carichi

- Peso proprio delle strutture in calcestruzzo armato	2500.00 daN/m ³
- Peso proprio profilo metallico HEA160	30.4 daN/m
- Peso proprio barriera antirumore	50.00 daN/m ²
- Peso proprio pannello prefabbricato in calcestruzzo	300.00 daN/m ²

Non si prendono in considerazione le azioni sismiche in quanto ampiamente superate dalle azioni del vento.

e) Descrizione dei materiali

Calcestruzzo per fondazioni C25/30:

Classe di esposizione:	XC2
Classe di resistenza minima del c.l.s.:	C25/30;
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/m ³ ;
Rapporto massimo a/c:	0.60;
Massimo diametro inerti:	32 mm;
Lavorabilità, Slump:	S4/S5.



Caratteristiche meccaniche del c.l.s. C25/30:

Resistenza Caratteristica Cubica a Compressione	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione Teorica	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza Caratteristica a Trazione	$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$;
Modulo Elastico	$E = 31447 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$;
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1 \times 10^{-5}$;
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$;
$\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;	
$\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.	
	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza di calcolo a trazione del cls	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_s$;
$\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.	
	$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$;
Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cls	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_s$;
	$f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk}$;
$\eta = 1$ per $\phi \leq 32 \text{ mm}$;	$f_{bk} = 4.02 \text{ N/mm}^2$;
	$f_{bd} = 2.685 \text{ N/mm}^2$;
In zona di cls teso od armature molto addensate la resistenza di aderenza va ridotta ulteriormente di 1.5:	$f_{bd} = 1.79 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per pannello prefabbricato di base C28/35:

Classe di esposizione:	XF4
Classe di resistenza minima del c.l.s.:	C28/35;
Contenuto minimo di cemento:	360 kg/m ³ ;
Rapporto massimo a/c:	0.45;
Massimo diametro inerti:	32 mm;
Lavorabilità, Slump:	S4.

Caratteristiche meccaniche del c.l.s. C28/35:

Resistenza Caratteristica Cubica a Compressione	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione	$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2.84 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza Caratteristica a Trazione	$f_{ctk} = 1.98 \text{ N/mm}^2$;
Modulo Elastico E	$E = 32588 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$;
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1 \times 10^{-5}$;
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$;
$\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;	
$\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.	
	$f_{cd} = 16.56 \text{ N/mm}^2$;
Resistenza di calcolo a trazione del cls	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_s$;
$\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.	
	$f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$;
Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cls	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_s$;
	$f_{bk} = 2.97 \eta f_{ctk}$;
$\eta = 1$ per $\phi \leq 32 \text{ mm}$;	$f_{bk} = 4.46 \text{ N/mm}^2$;
In zona di cls teso od armature molto addensate la resistenza di aderenza va ridotta ulteriormente di 1.5:	$f_{bd} = 2.977 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per armature da cemento armato B450C

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio B450C:

Tipo di acciaio	B450C;
Tensione nominale di snervamento	$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$;
Tensione nominale di rottura	$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$;
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y,k} \geq f_{y,nom}$



Tensione caratteristica di rottura	$f_{t,k} \geq f_{t,nom}$
Rapporto $(f_t/f_y)_k$	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$;
Rapporto $(f_y/f_{y,nom})_k$	$(f_y/f_{y,nom})_k \leq 1.25$;
Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$;
Tensione di calcolo dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$;
$\gamma_s = 1.15$, coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$;

Acciaio per carpenteria metallica S275JR
Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S275JR

Tipo di acciaio	S275;
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y,k} = 275 \text{ N/mm}^2$;
Tensione caratteristica di rottura	$f_{t,k} = 430 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di calcolo dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \sigma_s$;
$\gamma_s = 1.15$, coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$f_{yd} = 239.1 \text{ N/mm}^2$;
Modulo Elastico E	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$;
Modulo di elasticità trasversale G	$G = 80769 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson ν	$\nu = 0.30$;
Coefficiente di dilatazione termica α	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$;
Densità ρ	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;

I profilati metallici utilizzati all'esterno devono essere zincati a caldo e successivamente verniciati con RAL a cura della D.L.

I profilati metallici interrati devono essere zincati a caldo.

Acciaio per carpenteria metallica per realizzazione dei vincoli

Bulloni classe 8.8
Dadi classe 8
Saldature di IIa classe
Barre filettate in acciaio classe 8.8

Tutti i materiali devono rispondere ai requisiti di cui al Cap. 11 del D.M. 14.01.08.

f) Criteri di progettazione e di modellazione

La progettazione della struttura di sostegno dei pannelli fonoassorbenti è stata eseguita con calcoli manuali ad eccezione della modellazione tridimensionale ad elementi finiti dei plinti circolari e dei pali di fondazione in acciaio.

Lo schema statico adottato per la verifica dei montanti metallici è lo schema di mensola soggetta all'azione del vento. Lo schema statico adottato per la verifica dei pali in acciaio battuti in opera è quello di trave su suolo elastico alla Winkler soggetta a sollecitazioni esterne derivanti dal montante metallico e dai plinti in c.a..

La struttura metallica in oggetto sarà studiata dal punto di vista statico, senza tenere in conto gli effetti dovuti al sisma, poiché la situazione più gravosa per l'opera è dovuta proprio all'azione del vento.

Il dimensionamento e le verifiche sono stati effettuati in base ai dati di progetto ed ai carichi previsti, conformemente alle Norme vigenti, utilizzando le regole della Scienza delle Costruzioni per la risoluzione degli schemi statici ed il metodo degli Stati Limite per le verifiche delle strutture.

Per quel che concerne l'interazione con la struttura esistente, si può ragionevolmente ritenere trascurabile l'effetto dell'installazione della barriera sulla massa globale del manufatto in c.a.



g) Principali combinazioni delle azioni

La verifica allo stato limite di ultimi è fatta in termini di resistenza considerando il montante come mensola incastrata alla fondazione. Per gli stati limite ultimi, la combinazione fondamentale delle azioni è:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q_{k1} + \gamma_Q \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_Q \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 sono i pesi propri degli elementi strutturali;
- G_2 sono i pesi propri degli elementi non strutturali;
- Q_i sono i carichi variabili;
- γ_i sono i coefficienti parziali per le azioni;
- ψ_{ij} sono i coefficienti di combinazione per le azioni.

Nel caso specifico il montante è soggetto alla sola azione orizzontale del vento da considerare come carico variabile sfavorevole, per cui $\gamma_Q = 1.50$.

La verifica allo stato limite di esercizio è fatta in termini di deformabilità del montante in acciaio considerando sempre lo schema di mensola incastrata alla base del montante.

La combinazione frequente delle azioni per gli stati limite di esercizio reversibili è:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nel caso specifico il montante è soggetto alla sola azione orizzontale del vento da considerare come carico variabile sfavorevole, per cui $\psi_{11} = 0.20$.

La combinazione caratteristica delle azioni per gli stati limite di esercizio irreversibili è invece:

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

h) Metodo di analisi seguito

La struttura in oggetto è stata sottoposta ad ANALISI LINEARE STATICA; non si prendono in considerazione le azioni sismiche in quanto ampiamente superate dalle azioni del vento.

i) Criteri di verifica agli Stati Limite

Per quanto riguarda gli Stati Limite indagati, per strutture in classe d'uso II assumono rilevanza lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per gli Stati Limite Ultimi (SLU) mentre per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) si valuterà la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD).

Nell'ambito di verifica degli elementi strutturali che costituiscono la struttura in oggetto della presente relazione, si sono effettuate verifiche allo stato limite di ultimo in termini di resistenza alle azioni verticali e orizzontali di progetto definite nei paragrafi precedenti di tutti gli elementi finiti che costituiscono il modello di calcolo, considerando la sezione reagente più sollecitata. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite di esercizio, si è verificata la deformabilità delle colonne soggette alla combinazione di azioni caratteristica.

Riepilogando gli stati limite considerati sono:

- SLV: per quanto concerne le verifiche tensionali degli elementi;
- SLD: per quanto concerne gli spostamenti delle membrature per garantire la funzionalità dell'opera.

La verifica degli elementi strutturali è stata condotta utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti denominato "CMP versione 27.00" realizzato e commercializzato dalla Cooperativa Architetti ed Ingegneri di Reggio Emilia con sede via Gandhi n° 1, Reggio Emilia.

j) Configurazioni deformate, caratteristiche di sollecitazione e sintesi delle verifiche

La pressione esercitata dal vento sul montante in acciaio è:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove:

q_b = pressione cinetica di riferimento = 39.1 daN/m²;

c_e = coefficiente di esposizione = 1.63;

c_p = coefficiente di forma 0.80+0.40 = 1.20 (avendo la parete un'inclinazione sull'orizzontale pari a 90° e considerando la parete sopravvento e sottovento);

c_d = coefficiente dinamico=1.

La pressione del vento risulta costante per una a quota inferiore a $z_{min} = 8.00$ m dal piano campagna e pari a 77.60 daN/m² come riportato in Figura 3. A favore di sicurezza si considera agente sui montanti una pressione uniformemente distribuita pari alla stessa alla quota $z = z_{min} = 8$ m.

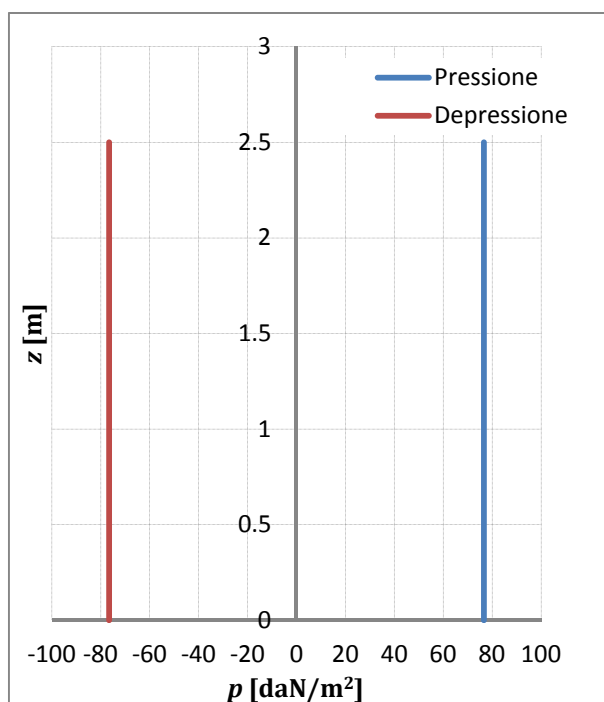


Figura 3-Andamento della pressione del vento fino alla quota $z=2.5$ m

VERIFICA DEL MONTANTE IN ACCIAIO

I pannelli fonoassorbenti vengono infilati in profili metallici del tipo HEA160 di altezza pari a $h = 2.5$ m posizionati ad un passo $i = 3$ m.

Lo schema statico considerato è quello di mensola soggetta alla forza orizzontale del vento.

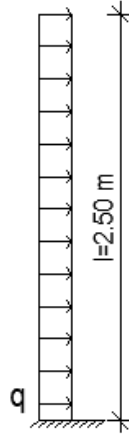


Figura 4-Schema statico

dove:

$$q = p i = 77.6 * 3 = 232.8 \text{ daN/m}$$

Verifica agli stati limite ultimi

Per gli stati limite ultimi, la combinazione fondamentale delle azioni è:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_Q\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_Q\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 sono i pesi propri degli elementi strutturali;
- G_2 sono i pesi propri degli elementi non strutturali;
- Q_i sono i carichi variabili;
- γ_i sono i coefficienti parziali per le azioni;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per le azioni.

Nel caso specifico il montante è soggetto alla sola azione orizzontale del vento da considerare come carico variabile sfavorevole, per cui $\gamma_Q = 1.50$

Il carico agente di progetto è quindi

$$q_d = 1.50 q = 1.50 * 232.8 = 349.2 \text{ daN/m}$$

Considerando l'altezza delle barriere antirumore oggetto della presente relazione ($h = 2.5$ m), le sollecitazioni di calcolo agenti alla base del montante HEA160 risultano:

$$M_{Ed} = q_d l^2 / 2 = 349.2 * 2.5^2 / 2 = 1092 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = q_d l = 349.2 * 2.5 = 873 \text{ daN}$$

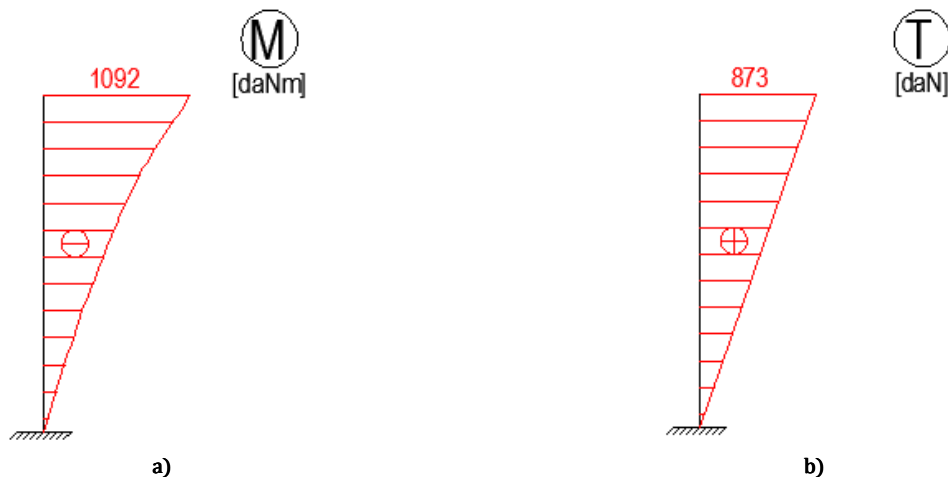


Figura 5-Sollecitazione sul montante in acciaio agli SLV a) momento flettente; b) taglio

Verifica a flessione retta

La sezione del profilo in acciaio è verificata allo stato limite ultimo per flessione retta se:

$$M_{Ed} / M_{c, Rd} < 1$$

dove $M_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione.

Il profilo tipo HEA160 si classifica come sezione di classe 1 e 2 per la quale

$$M_{c, Rd} = M_{pl, Rd} = (W_{pl,x} f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

dove:

$W_{pl,x}$ è il modulo di resistenza plastico della sezione = 245.15 cm³;

γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature = 1.05

$$\Rightarrow M_{c, Rd} = (245.15 * 2750) / 1.05 = 6421 \text{ daNm}$$

La verifica a flessione retta risulta essere soddisfatta essendo:

$$M_{Ed} / M_{c, Rd} = 1092 / 6421 = 0.17 < 1$$

Verifica a taglio

La sezione del profilo in acciaio è verificato allo stato limite ultimo per taglio se:

$$V_{Ed} / V_{c, Rd} < 1$$

dove $V_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio della sezione, che in assenza di torsione vale

$$V_{c, Rd} = (A_v * f_{yk}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

Per il profilo tipo HEA160 caricato nel piano dell'anima si assume:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo = 38.7718 cm²;

b è la larghezza delle ali = 16 cm;

t_f è lo spessore delle ali = 0.9 cm;

t_w è lo spessore dell'anima = 0.6 cm;

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala = 1.5 cm

$$\Rightarrow A_v = 38.7718 - 2 * 16 * 0.9 + (0.6 + 2 * 1.5) * 0.9 = 12.3218 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{c, Rd} = (12.3218 * 2750) / (\sqrt{3} * 1.05) = 18632 \text{ daN}$$

La verifica a taglio risulta essere soddisfatta essendo:

$$V_{Ed} / V_{c, Rd} = 873 / 18632 = 0.05 < 1$$

Dal momento che $V_{Ed} = 873 \text{ daN} < 0.5 V_{c, Rd} = 9315 \text{ daN}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Verifica agli stati limite di esercizio

La verifica allo stato limite di esercizio è fatta in termini di deformabilità del montante in acciaio considerando sempre lo schema di mensola incastrata alla base del montante.

La combinazione frequente delle azioni per gli stati limite di esercizio reversibili è:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

La combinazione caratteristica delle azioni per gli stati limite di esercizio irreversibili è:

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 sono i pesi propri degli elementi strutturali;
- G_2 sono i pesi propri degli elementi non strutturali;
- Q_i sono i carichi variabili;
- ψ_{ij} sono i coefficienti di combinazione per le azioni, nel caso specifico, per l'azione orizzontale del vento si deve considerare $\psi_{11} = 0.20$.

⇒ il carico agente è $q_{freq} = 0.20 * q = 0.20 * 232.8 = 46.6 \text{ daN/m}$

⇒ il carico agente è $q_{car} = q = 232.8 \text{ daN/m}$

La freccia in testa al montante risulta:

$$f = (q_{car} l^4) / (8 E J)$$

dove:

$J = J_x$ è il momento di inerzia della sezione = 1672.99 cm^4 ;

E è il modulo elastico dell'acciaio = 2100000 daN/cm^2

Per la combinazione caratteristica delle azioni

$$\Rightarrow f = (2.328 * 250^4) / (8 * 2100000 * 1672.99) = 0.32 \text{ cm} = 1 / 1545 < 1 / 300 \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Il valore di deformazione in testa al montante risulta ampiamente accettabile.

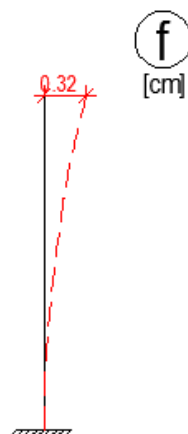


Figura 6-Deformazione del montante in acciaio per la combinazione caratteristica delle azioni

VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL MONTANTE IN ACCIAIO AL PLINTO IN C.A.

Il montante in acciaio viene fissato al plinto in c.a. nel caso di fondazioni da realizzare mediante una piastra 400x400 mm dello spessore di 20 mm ancorata al medesimo con n. 4 barre filettate M20 classe 8.8 (L=800).

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sui collegamenti di base.

Verifica a taglio e a trazione

Ai fini della verifica del vincolo del montante metallico al plinto in c.a. si considerano le sollecitazioni massime alla base del montante

$$M_{Ed} = 1092 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Per la verifica delle piastre di base si è provveduto a creare una sezione equivalente attraverso l'uso degli elementi T-stub come definito nella UNI EN 1993-1-8:2005 in modo da poter valutare l'entità delle compressioni indotte dalla piastra di base al calcestruzzo della fondazione e inserendo i tirafondi al fine di valutare il loro contributo a trazione. Per determinare l'impronta effettivamente reagente sul calcestruzzo e le compressioni indotte si può considerare una zona di contatto supplementare c come da Figura 7.

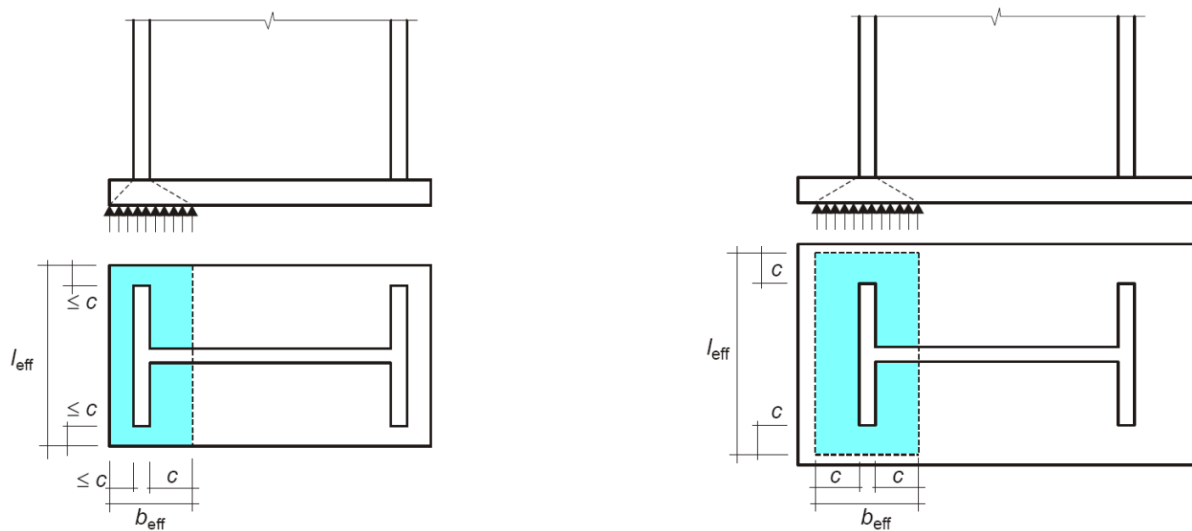


Figura 7-Zona di contatto supplementare c (UNI EN 1993-1-8:2005)

Il valore di della zona di contatto supplementare c può essere calcolato con la seguente formulazione:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yk}}{3f_{j,d}\gamma_{M0}}}$$

dove:

t = spessore della piastra di base;

f_{yk} = tensione di snervamento dell'acciaio;

$f_{j,d}$ = capacità portante di design del giunto;

γ_{M0} = coefficiente per le verifiche di resistenza = 1.05.

Il valore di $f_{j,d}$ deve essere calcolato in funzione dell'area effettiva reagente, e può essere determinato mediante la formulazione:

$$f_{j,d} = \beta_j f_{Rd,u}$$

in cui β_j viene convenzionalmente assunto pari a $2/3$ per tener conto della minor resistenza della malta di rinzafo.

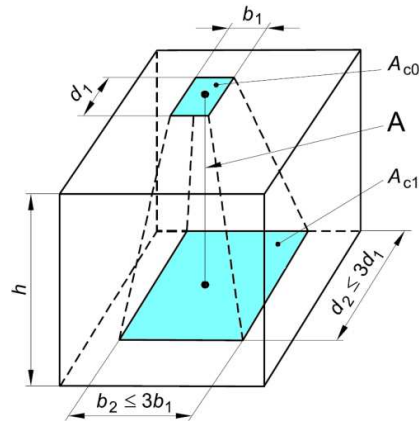


Figura 8-Distribuzione delle tensioni nel mezzo (UNI EN 1993-1-8:2005)

$f_{Rd,u}$ viene valutato in funzione delle pressioni localizzate indotte dalla distribuzione delle azioni nel calcestruzzo con la seguente formula:

$$f_{Rd,u} = f_{c,d} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 f_{c,d} A_{c0}$$

Dove A_{c0} è l'area caricata e A_{c1} l'area che si ottiene per diffusione della forza in direzione di A con angolo di 27° , per cui il valore di $f_{Rd,u}$ assume il valore massimo di:

$$f_{Rd,u} = 3 f_{c,d}$$

da cui:

$$f_{j,d} = 3 \beta_j f_{c,d}$$

Nel caso oggetto della presente relazione, con una piastra di base di spessore $t = 20$ mm e utilizzando un calcestruzzo C25/30, otteniamo:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 f_{j,d} \gamma_{M0}}} = 20 \sqrt{\frac{275}{3 * 28 * 1.05}} = 35 \text{ mm}$$

E' sempre bene che la larghezza della piastra sia tale da permettere lo sviluppo completo della zona di contatto supplementare c .

La resistenza a compressione $F_{C,Rd}$ dell'elemento T-stub posto al di sotto dell'ala compressa si calcola come:

$$F_{C,Rd} = [(b_c + 2c) * (t_{fc} + 2c)] f_{jd} = 48944 \text{ daN}$$

Dove:

b_c = larghezza della colonna = 160 mm;

t_{fc} = spessore dell'anima della colonna = 6 mm.

La resistenza a trazione, dell'elemento T-stub equivalente che modella la piastra inflessa nervata, invece nel caso di 4 tirafondi e piastra di base irrigidita, può essere ricavata considerando percorsi di snervamento circolari o non circolari secondo la Figura 9.

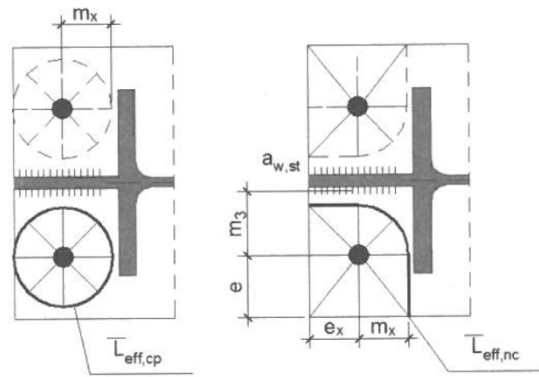


Figura 9-Percorsi di snervamento (UNI EN 1993-1-8:2005)

Lunghezza efficace per percorso di snervamento circolare:

$$\bar{L}_{eff,cp} = 2 \pi m_3 = 33.3 \text{ mm}$$

Lunghezza efficace per percorso di snervamento non circolare:

$$\bar{L}_{eff,np} = \bar{\alpha} m_3 - (2 m_3 + 0.625 e) + e_x = 50.3 \text{ mm}$$

Il coefficiente di irrigidimento $\bar{\alpha}$ si ricava dalla Figura 10 seguente previa valutazione dei coefficienti λ_1 e λ_2 :

$$\lambda_1 = \frac{m_3}{m_3} + e = 0.14$$

$$\lambda_2 = \frac{m_x}{m_3} + e = 2.3$$

Dove:

$$m_3 = \frac{b_p - t_{st}}{2} - e - 0.8 a_{w,st} \sqrt{2} = 8 \text{ mm}$$

$$m_x = \frac{h_p - h_c}{2} - e_x - 0.8 a_{w,f} \sqrt{2} = 131 \text{ mm}$$

Con:

b_p = larghezza della piastra di base = 400 mm;

h_p = altezza della piastra di base = 20 mm;

h_c = altezza della colonna = 152 mm;

t_{st} = spessore dell'irrigidimento = 6 mm;

e = distanza del foro dal bordo libero verticale = 50 mm;

e_x = distanza del foro dal bordo libero orizzontale = 50 mm;

$a_{w,f}$ = altezza di gola della saldatura tra ala della colonna e piastra di base = 14.1 mm;

$a_{w,st}$ = altezza di gola della saldatura tra irrigidimento e piastra di base = 14.1 mm.

I valori dei coefficienti λ_1 e λ_2 per il caso in esame cadono al di fuori del grafico, a favore di sicurezza si assume $\bar{\alpha}=8$.

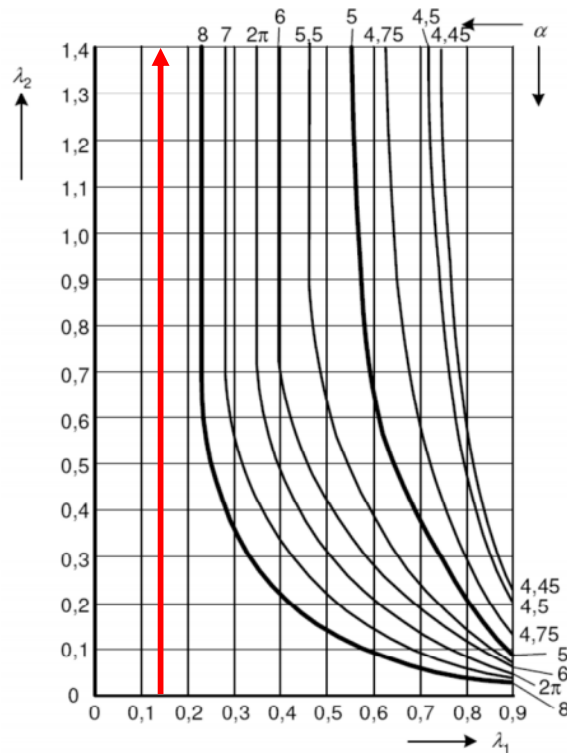


Figura 10-Grafico per la determinazione del parametro di irrigidimento α (UNI EN 1993-1-8:2005)

La lunghezza efficace dell'elemento T-stub da assumere nel calcolo è il minimo tra i valori appena calcolati:

$$\bar{L}_{eff} = \min[\bar{L}_{eff,cp}; \bar{L}_{eff,np}] = 33.3 \text{ mm}$$

Il momento plastico della piastra di base $\bar{M}_{pl,L,Rd}$ riferito alla fila esterna di tirafondi risulta:

$$\bar{M}_{pl,L,Rd} = \frac{0.25 \bar{L}_{eff} t_p^2 f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 49 \text{ dNm}$$

Dove:

t_p = spessore della piastra di base = 20 mm;

f_{yk} = tensioni di snervamento dell'acciaio della piastra = 275 N/mm².

La resistenza a trazione dell'elemento T-stub equivalente che modella la piastra inflessa nervata risulta, quindi, il minore tra:

$$\bar{F}_{T,Rd} = \min[\bar{F}_{T,Rd,1-2}; F_{T,Rd,3}] = 12246 \text{ daN}$$

Dove:

$$\bar{F}_{T,Rd,1-2} = \frac{2 \bar{M}_{pl,L,Rd}}{m_3} = 12246 \text{ daN}$$

$$F_{T,Rd,3} = n_{b,riga} F_{t,anchor,Rd} = 2 F_{t,anchor,Rd} = 26992 \text{ daN}$$

Con:

$n_{b,riga}$ = numero di tirafondi appartenenti alla riga considerata = 2 nel caso in esame.

La resistenza di progetto dell'ancoraggio privo della piastra di bloccaggio $F_{t,anchor,Rd}$ sopra citata risulta pari a:

$$F_{t,anchor,Rd} = \min[F_{t,Rd}; F_{t,bond,Rd}] = 13496 \text{ daN}$$

Dove:

$$F_{t,Rd} = \text{resistenza a trazione del singolo tirafondo} = \frac{0.9 A_s f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 14112 \text{ daN}$$

Con:

f_{tb} = resistenza a trazione del bullone che per una barra filettata classe 8.8 è pari a 8000 N/mm^2 ;

γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni = 1.25.

$F_{t,bond,Rd}$ = resistenza per aderenza acciaio – calcestruzzo del tirafondo = $\pi d L_b f_{bd} = 13496 \text{ daN}$

Con:

d = diametro del gambo del tirafondo = 20 mm;

L_b = lunghezza del bullone = 800 mm;

f_{bd} = resistenza per aderenza acciaio calcestruzzo delle barre lisce = 2.685 N/mm^2 .

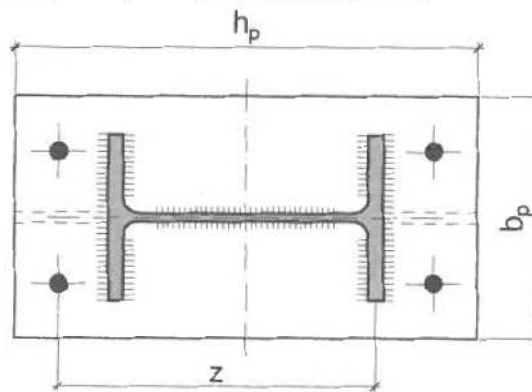


Figura 11-Braccia per la determinazione della resistenza a flessione del collegamento (UNI EN 1993-1-8:2005)

Infine, il momento resistente del collegamento per pura flessione $M_{0,Rd}$ si determina con riferimento alla distanza “z” tra le righe di tirafondi tesi e il centro di compressione considerato agente nel baricentro dell’ala compressa della colonna. Sotto queste ipotesi, si ottiene:

$$M_{0,Rd} = \min[\bar{F}_{T,Rd}z; |F_{C,Rd}|z] = [26992 * 0.2215; 48944 * 0.2215] = 2713 \text{ daNm} \geq 1092 \text{ daNm} = M_{Ed}$$

Poiché i fori della piastra di base sono sovradimensionati non è ipotizzabile che il contatto tra i tirafondi e la piastra avvenga contemporaneamente per tutti e 4 i bulloni. Ai fini del calcolo della resistenza a taglio del collegamento si considereranno quindi agenti per contatto solo 2 tirafondi alla volta dei 4 totali. L’Eurocodice consiglia di considerare come resistenza a taglio di un tirafondo la minore tra la resistenza per rottura a taglio in analogia a quella dei bulloni, che per una barra filettata classe 8.8 è pari a:

$$\frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 9408 \text{ daN}$$

E dall’altra parte valutare anche:

$$\frac{\alpha_{bc} f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 3846 \text{ daN}$$

Con $\alpha_{bc} = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$.

dove:

f_{yb} è la tensione di snervamento = 649 N/mm^2 ;

f_{tb} è la tensione di rottura = 800 N/mm^2 ;

A_{res} è l’area resistente della barra filettata = 2.45 cm^2 per barre filettate M20;

La resistenza a taglio del tirafondo è quindi pari a $F_{v,Rd} = 3846 \text{ daN}$.

Considerando agenti per contatto solo 2 tirafondi alla volta dei 4 totali sui bulloni si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$F_{v,Ed} = \frac{873 \text{ daN}}{2} = 436.5 \text{ daN}$$

e

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2z} = \frac{1092 \text{ daNm}}{2 * 0.2215 \text{ m}} = 2465 \text{ daN}$$

con riferimento alla distanza "z" tra le righe di tirafondi tesi e il centro di compressione considerato agente nel baricentro dell'ala compressa della colonna.

Se taglio e trazione sono presenti contemporaneamente, come nel caso in esame, la verifica si effettua combinandoli secondo i metodi previsti per i bulloni:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \frac{F_{t,Rd}}{2}} \leq 1 \rightarrow \frac{436.5}{3846} + \frac{2465}{1.4 * 13496} = 0.24 \leq 1$$

VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL MONTANTE IN ACCIAIO AL MANUFATTO IN C.A. ESISTENTE

Il montante in acciaio viene fissato alla soletta in c.a. esistente del sovrappasso mediante una piastra 400x300 mm dello spessore di 20 mm ancorata alla medesima con n. 4 barre filettate M20 (L=400 mm) classe 8.8 infisse con ancorante chimico tipo HILTI HIT-HY 200-A (o similari) per una profondità minima di 30 cm.

Verifica ancoranti chimici a carico combinato di trazione e taglio

Ai fini della verifica del vincolo del montante metallico al plinto in c.a. si considerano le sollecitazioni massime alla base del montante:

$$M_{Ed} = 1092 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

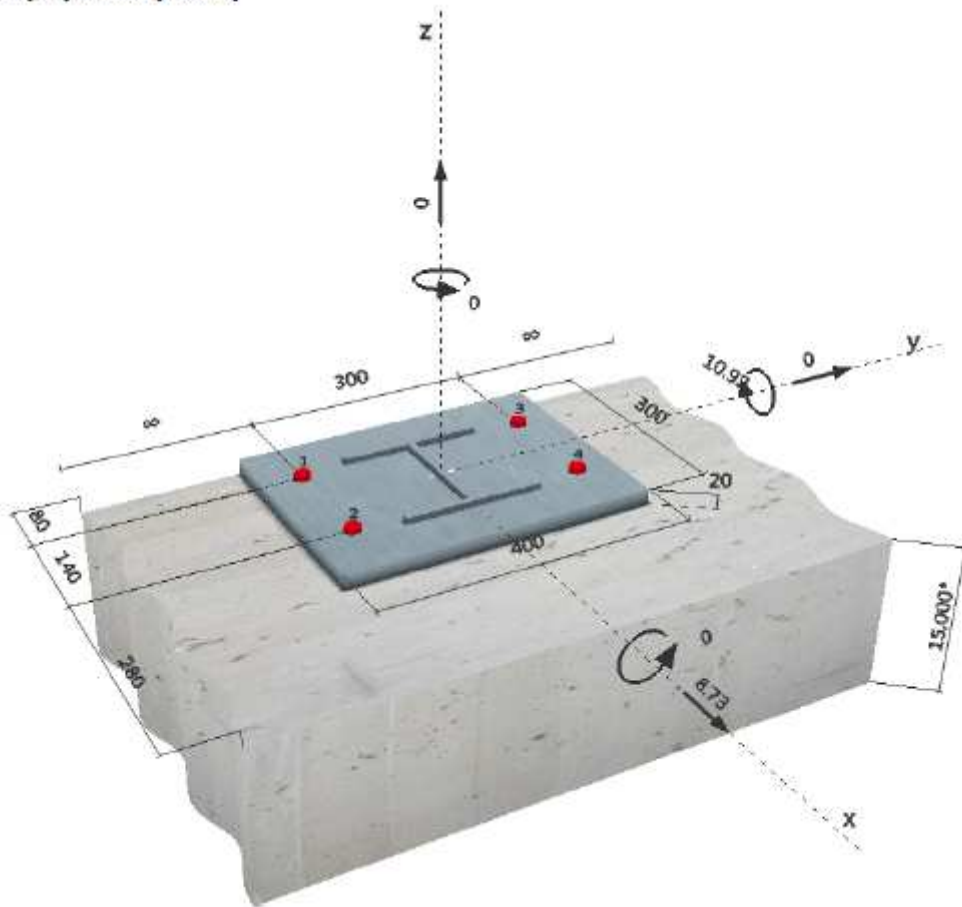
Le verifiche sui collegamenti di base sono eseguite col programma HILTI Profis Anchor 2.6.0.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20
Profondità di posa effettiva:	$h_{w,eff} = 300 \text{ mm}$ ($h_{w,lim} = - \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 11/0493
Emesso l'Valido:	15/04/2015 15/04/2020
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_p \times l_p \times t = 300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	IPB/HEA; (L x W x T x FT) = 171 mm x 180 mm x 10 mm x 10 mm
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, $f_{ctd} = 35.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 15000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

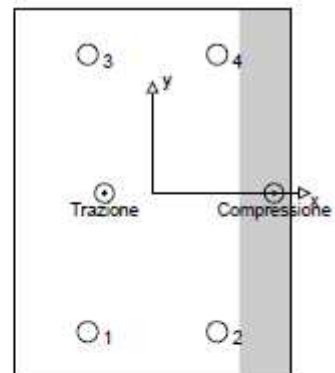
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	25.923	2.183	2.183	0.000
2	3.855	2.183	2.183	0.000
3	25.923	2.183	2.183	0.000
4	3.855	2.183	2.183	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.18 [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 5.36 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-52/0): 59.554 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(131/0): 59.554 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_{s,d}$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	25.923	130.887	20	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	59.554	100.984	59	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	59.554	73.829	81	OK
Fessurazione**	59.554	177.727	34	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{t,d,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{t,d,s}$ [kN]	$N_{t,d}$ [kN]
196.000	1.500	130.887	25.923



3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$f_{tk,cor,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,N}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	c_{min} [mm]
459839	384000	18.00	820	310	80
ν_c	$f_{tk,cor}$ [N/mm ²]	k	$\nu_{cr,N}^0$	$\nu_{cr,N}$	
1.038	8.82	2.300	1.352	1.142	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\nu_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\nu_{ec2,N}$	$\nu_{ec,N}$	$\nu_{ec,N}$
52	0.857	0	1.000	0.777	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{sd} [kN]	
166.262	151.476	1.500	100.984	59.554	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
600000	810000	450	900			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\nu_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\nu_{ec2,N}$	$\nu_{ec,N}$	$\nu_{ec,N}$	k_1
52	0.897	0	1.000	0.753	1.000	7.200
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{sd} [kN]			
221.334	1.500	73.829	59.554			

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\nu_{cr,sp}$		
450000	360000	300	600	1.449		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\nu_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\nu_{ec2,N}$	$\nu_{ec,N}$	$\nu_{ec,N}$	k_1
52	0.853	0	1.000	0.760	1.000	7.200
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{sd} [kN]			
221.334	1.500	177.727	59.554			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2.183	78.400	3	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	8.730	164.680	6	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	8.730	77.734	12	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]
98.000	1.250	78.400	2.183

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
600000	810000	450	900	2.000	7.200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\nu_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\nu_{ec2,N}$	$\nu_{ec,N}$	$\nu_{ec,N}$
0	1.000	0	1.000	0.753	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$V_{Rd,p1}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
221.334	1.500	164.680	8.730		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

h_w [mm]	d_{cor} [mm]	k_1	α	β	
240	20.0	1.700	0.093	0.059	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
280	478800	352800			
$\nu_{ec,V}$	$\nu_{ec,V}$	$\nu_{ec,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\nu_{ec,V}$	$\nu_{ec,V}$
1.000	1.000	1.000	0	1.000	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
85.917	1.500	77.734	8.730		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.807	0.112	1.500	77	OK

$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	=	2.855 [kN]	δ_N	=	0.011 [mm]
V_{sk}	=	3.233 [kN]	δ_V	=	0.129 [mm]
			δ_{NV}	=	0.130 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	=	2.855 [kN]	δ_N	=	0.024 [mm]
V_{sk}	=	3.233 [kN]	δ_V	=	0.194 [mm]
			δ_{NV}	=	0.198 [mm]

7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Risulta necessaria un'armatura longitudinale in corrispondenza del bordo dell'elemento!

L'ancoraggio risulta verificato!

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -

Profilo: IPB/HEA; 171 x 180 x 10 x 10 mm

Diametro del foro nella piastra: $d_f = 22$ mm

Spessore della piastra (input): 20 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

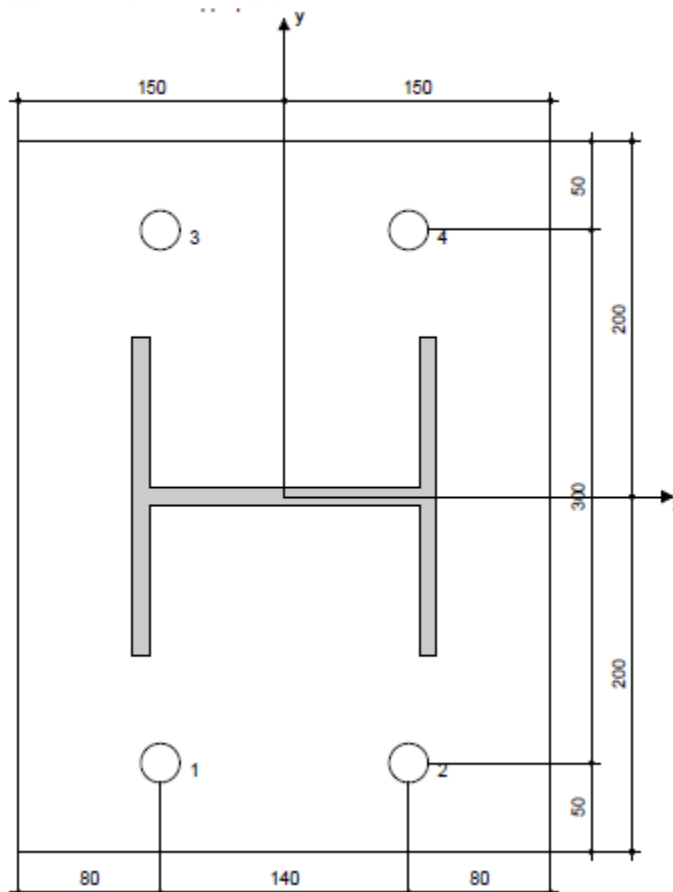
Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20

Coppia di serraggio: 0.150 kNm

Diametro del foro nel materiale base: 22 mm

Profondità del foro nel materiale base: 300 mm

Spessore minimo del materiale base: 344 mm





k) Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo



Codice di calcolo

CMP
Analisi Strutturale

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ



FASE: STUDI		DOCUMENTO: DICHIARAZIONE AFFIDABILITÀ			
DATA: 06 maggio 2010		PRATICA: 1814	FILE: 1814-00 - Dichiarazione affidabilità-00.doc	ELAB N°: S-ST-00-00	
rev. 4					
rev. 3					
rev. 2					
rev. 1					
rev. 0	06/05/10	EMISSIONE	Lbr	Rvz	Rssc
revisione	data	motivo della revisione:	redatto da:	controllato da:	approvato da:

1. ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO

Titolo: **CMP Analisi Strutturale**

Produttore: Cooperativa Architetti e Ingegneri – Progettazione società cooperativa
Via Gandhi, 1 – 42123 REGGIO EMILIA

Distributore: Cooperativa Architetti e Ingegneri – Progettazione società cooperativa
Via Gandhi, 1 – 42123 REGGIO EMILIA

2. COMPONENTI DI TERZE PARTI

2.1 SOLUTORE FEM

Titolo: **XFinest**

Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Viale Giustiniano, 10 – 20129 MILANO

Distributore: Harpaceas S.r.l. – V.le Richard, 1 – 20143 MILANO

3. CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

CMP Analisi Strutturale è un pre/post-processore grafico per analisi ad elementi finiti, che consente di eseguire tutte le operazioni inerenti la modellazione agli elementi finiti e la relativa analisi dei risultati: costruire il modello geometrico della struttura, assegnare proprietà, carichi, vincoli e tutti i dati di completamento necessari per l'esecuzione di analisi statiche e dinamiche; visualizzare graficamente i risultati dell'analisi (sollecitazioni, deformate ecc...); progettare le sezioni e le armature per travi, pilastri, solette, pareti; fornire le proprietà statiche di sezioni di forma qualsiasi composte da differenti materiali e armate in modo generico; eseguire, anche in automatico su tutta la struttura, le verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione deviata e di stabilità per le aste in calcestruzzo, acciaio e altri materiali; visualizzare i risultati delle verifiche anche in modo aggregato sulla struttura analizzata.

Sono supportati elementi finiti monodimensionali, bidimensionali, tridimensionali (brick) ed elementi denominati "Solaio" ed aventi funzione di aree di carico.

L'analisi del problema ad elementi finiti è svolta mediante codice di calcolo di terze parti (XFinest).

Le verifiche di resistenza possono essere svolte secondo i metodi alle tensioni ammissibili e semiprobabilistico agli stati limite, secondo le seguenti normative:

- DM 09/01/1996
- DM 16/01/1996
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 e ss.mm.ii.
- DM 14/09/2005
- DM 14/01/2008

- Eurocodici

In caso di utilizzo di procedure, criteri, valori di riferimento non prescritti delle normative sopra indicate, si è fatto riferimento alle relative circolari applicative o ad altri documenti e bibliografia di comprovata validità.

CMP Analisi Strutturale può essere collegato come post-processore ai seguenti programmi di calcolo:

- **SAP 2000** prodotto da Computer and Structures Inc. – Berkeley, California 94704, USA, distribuito in Italia da C.S.I Italia S.r.l. – Galleria San Marco 4, 33170 Pordenone;
- **Straus7** prodotto da Strand7 Pty Ltd - 65 York Street, Sydney, NSW 2000, Australia, distribuito in Italia da HSH srl - Via N.Tommasco, 13 - 35131 Padova;
- **PC.M.** prodotto e distribuito in Italia da Aedes Software s.n.c. – Via Ferrante Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso (PI).

4. DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

CMP Analisi Strutturale viene corredato da documentazione in formato digitale che ne illustra il funzionamento, i limiti di applicazione e le basi teoriche.

Sono disponibili casi prova risolti per via indipendente dal codice di calcolo o desunti da letteratura di settore, facendo riferimento ad autori di chiara fama ovvero a documenti di comprovata validità.

Sono stati inoltre eseguiti confronti con i risultati di altri software di analisi strutturale.

Le procedure e gli algoritmi vengono controllati e sottoposti a test da tecnici qualificati del settore strutture, appartenenti alla società produttrice ma che non concorrono direttamente allo sviluppo del software.

Il componente XFinest, dedicato alla soluzione del problema a elementi finiti, è corredato anch'esso di manuali d'uso, teorico e di qualifica, con confronti fra i risultati reperibili in casi noti in letteratura e quelli ottenuti dal solutore stesso.

I componenti di terze parti sono sottoposti a controlli e verifiche interne prima del loro utilizzo e commercializzazione.



SISTEMA QUALITÀ CERTIFICATO
ISO 9001 - Cert. n. 3343/1



cooperativa architetti e ingegneri - progettazione società cooperativa

via Gandhi, 1 42123 Reggio Emilia - iscr. registro imprese/c.f./p.iva : 01704960358

tel: +39(0522)1873995 +39(0522)1538501 - fax: +39(0522)322127

internet: <http://www.cairepro.it> - e-mail: cmp@cairepro.it

1) *Strutture geotecniche o di fondazione*

La struttura portante è costituita da elementi montanti metallici HEA160 disposti ad interasse di 3 m a sostegno di quattro pannelli fonoassorbenti orizzontali del tipo scatolare metallico con modulo di altezza pari a 50 cm, che vengono sovrapposti per ottenere l'altezza desiderata. Alla base dei pannelli fonoassorbenti è posizionato un ulteriore pannello, in c.a. prefabbricato, con modulo di altezza sempre pari a 50 cm.

Sul RILEVATO STRADALE, l'intervento viene realizzato su un plinto circolare in c.a. gettato in opera alla base dei montanti, a sua volta ancorato a pali costituiti da profilati in acciaio HEA140 battuti in opera.

In un tratto di viabilità in cui è presente un manufatto esistente in c.a. si prevede il vincolamento dei montanti metallici direttamente al SOVRAPPASSO mediante tasselli chimici (barre filettate M20 classe 8.8 ancorate con resina tipo HILTI HIT-HY 200-A).

VERIFICA FONDAZIONE DEL MONTANTE IN ACCIAIO

Si procede di seguito alla verifica della fondazione del montante in acciaio con plinto circolare in c.a. gettato in opera ancorato a pali in acciaio interrati.

Si prevede di realizzare un plinto di fondazione a sezione circolare del diametro di 60 cm e dell'altezza di 90 cm in corrispondenza di ogni montante metallico, a sua volta vincolato a pali metallici battuti in opera del tipo HEA140.

Calcolo del plinto in c.a. di fondazione

Le azioni agenti sul plinto di fondazione sono il momento e il taglio alla base del montante metallico dovute all'azione orizzontale del vento e lo sforzo assiale di compressione dovuto al peso delle barriere antirumore.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo e considerando le azioni alla base del montante si calcolano le azioni agenti sul plinto:

$$N_{Ed} = [P_{P,HEA160} h_{HEA160} \gamma_{G1} + (P_{P,pannello \ c.a.} h_{pannello \ c.a.} + P_{P,pannello \ fonoass.} h_{pannello \ fonoass.}) \gamma_{G2}] i = [30.4 \cdot 2.5 \cdot 1.3 + (300 \cdot 0.50 + 50 \cdot 2.50) \cdot 1.5] \cdot 3.00 = 1534 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1092 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

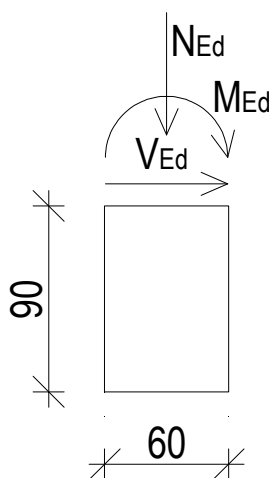


Figura 12-Azioni sul in sommità al plinto di fondazione

Riportando le azioni al baricentro della sezione del plinto, le sollecitazioni di progetto agenti sono:

$$N_{Ed} = 1534 + 2500 * (\pi * 0.30^2 / 4) * (0.90 / 2) = 1614 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1092 + 873 * 0.90 / 2 = 1485 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Disponendo n. 4 staffe $\varnothing 10$ incrociate in verticale e n. 6 staffe $\varnothing 10$ in orizzontale come armatura del plinto di fondazione, la verifica a flessione allo stato limite ultimo della sezione in c.a. condotta con il programma di calcolo automatico CMP porta al seguente risultato:

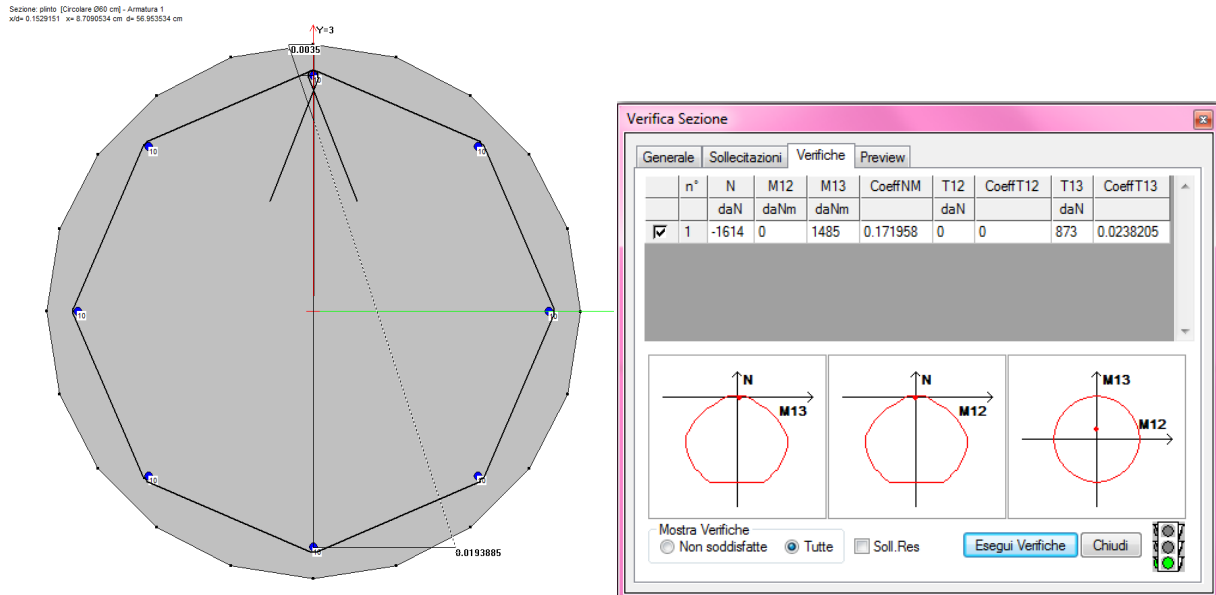


Figura 13- Verifica a pressoflessione (NM) e taglio (T13) della sezione del plinto nel programma di calcolo CMP

La sezione risulta verificata essendo i coefficienti NM e T sono minori dell'unità.

Calcolo del palo di fondazione HEA140

Di seguito si riporta il calcolo della lunghezza minima di infissione e la verifica del palo in acciaio nel caso di palo soggetto in testa ad un'azione orizzontale $H = V_{Ed}$ con eccentricità e rispetto alla testa del palo in terreno di tipo incoerente.

Il calcolo del carico limite per azioni orizzontali di un palo di fondazione e il conseguente dimensionamento della lunghezza minima d'infissione sono stati eseguiti secondo la teoria di Broms. La teoria di Broms (1964) si applica sotto le seguenti ipotesi:

- Modellazione del terreno con comportamento di tipo rigido-plastico;
- Palo verticale;
- Terreno omogeneo;
- Comportamento del palo di tipo rigido-plastico.

Broms, quindi, assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento del palo e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Assume inoltre che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluenza, e che il valore della risultante p_u delle azioni sul palo sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo stesso, misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

In presenza di forze orizzontali, a differenza di quanto avviene nello studio del carico limite per azioni verticali, la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa, in quanto il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso di quello di sforzo normale che consegue all'applicazione di forze verticali.

Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè assume che le rotazioni del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore M_y , di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", e cioè la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno è stato considerato il caso di rottura drenata e terreno omogeneo in quanto i rilevati stradali sono necessariamente realizzati con terreni tipo A1 o A2 (nel caso più sfavorevole ghiaia e sabbia limosa e argillosa) secondo la classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 1006).

Data l'assenza di cordoli di collegamento si ipotizza che il palo sia libero di ruotare in testa.

Per pali in terreni incoerenti e liberi di ruotare in Broms propone pertanto di assumere come distribuzione della pressione esercitata dal terreno sul palo e sollecitazione i diagrammi riportati in Figura 14, rispettivamente nei casi di "palo corto" e "palo lungo".

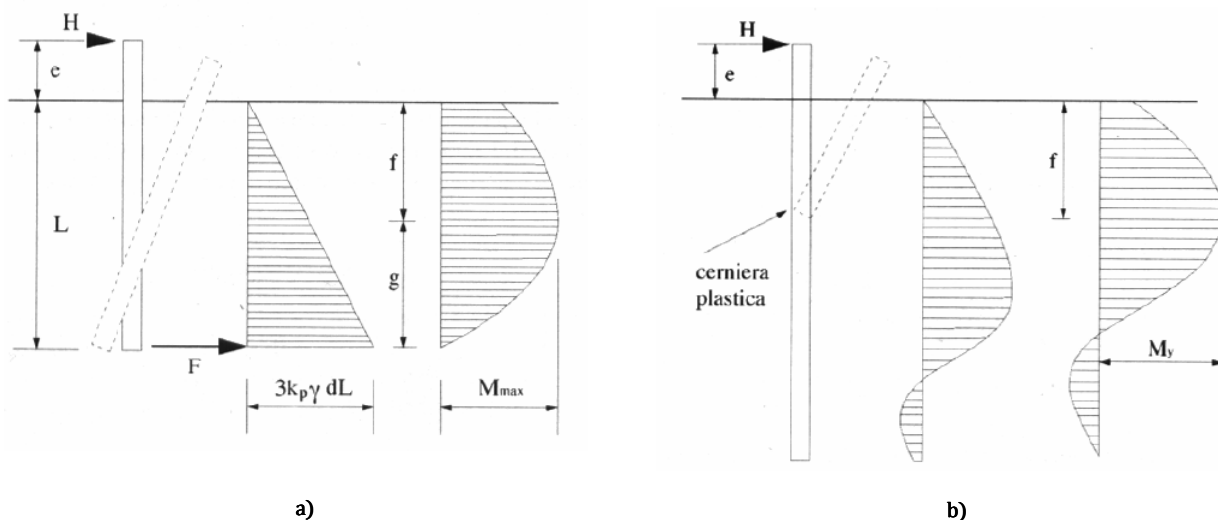


Figura 14- Pressione del terreno e diagramma della sollecitazione flettente per pali liberi di ruotare in testa in terreni incoerenti, a) "palo corto"; b) "palo lungo" (Viggiani, 1999)

Per il "palo corto" la rotazione avviene attorno ad un punto prossimo all'estremità inferiore; per semplicità si assume come centro di rotazione l'estremità inferiore del palo e si impone l'equilibrio alla rotazione attorno a tale punto mantenendo come incognita la lunghezza di infissione L_{min} del palo e assumendo come azioni agenti in testa al palo le sollecitazioni calcolate allo stato limite ultimo alla base del montante metallico.

$$M_{Ed} = 1092 + 873 \cdot 0.90 = 1878 \text{ daN}$$

$$H = V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Dall'equilibrio alla rotazione attorno all'estremità inferiore del palo si ottiene:

$$H \cdot (e + L_{min}) = p_u \cdot L_{min} / 2 \cdot L_{min} / 3$$

dove:

$$e = M_{Ed} / H = 1878 / 873 = 2.15 \text{ m}$$

In favore di sicurezza si considera p_u la spinta passiva secondo Rankine:



$$p_u = 3k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot L$$

Con:

k_p = coefficiente di spinta passiva = $\text{tg}^2(45 + \Phi/2) = 2.66$

Φ = angolo di attrito del terreno = 27° ricavato dai valori tipici riportati in letteratura per i terreni in oggetto;

γ = peso specifico del terreno = 1800 daN/m^3 ;

d = larghezza del palo = 14 cm ;

$$873 \cdot (2.15 + L_{\text{min}}) = 2.66 \cdot 1800 \cdot 0.14 \cdot L_{\text{min}}^3 / 2$$

da cui si ottiene $L_{\text{min}} \approx 2.26 \text{ m}$ \Rightarrow a favore di sicurezza, essendo i pali infissi sulle sponde inclinate del rilevato, si assume una profondità di infissione del palo pari a 4.00 m .

Per il "palo corto" il momento massimo M_{max} vale:

$$M_{\text{max}} = \frac{L}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d}\right)^3 \left(\frac{e}{L} + 0.544 \sqrt{\frac{L}{2(L+e)}}\right) k_p \gamma d^4$$

La lunghezza per cui $M_{\text{max}} = M_y$ si può ottenere essendo noto il momento di plasticizzazione del palo HEA140:

$M_y = M_{c, Rd} = M_{pl, Rd} = (W_{pl,x} \cdot f_{yk}) / \gamma_{MO} = 4544 \text{ daNm}$ (per il calcolo dettagliato vedi verifica strutturale seguente)

Imponendo $M_{\text{max}} = M_y$ nell'equazione sopra si ottiene $L_{\text{max}} \approx 2.83 \text{ m}$, lunghezze superiori non portano a benefici.

Nel caso in esame si ha pertanto la condizione di "palo lungo".

Nel caso di "palo lungo" decade la dipendenza del valore del carico ultimo orizzontale H_u dalla lunghezza del palo stesso. Per il palo lungo, la rottura si verifica a seguito del raggiungimento del momento di plasticizzazione M_y in una sezione del palo e alla conseguente formazione di una cerniera plastica attorno a cui avviene la rotazione.

Si calcola ora il valore dell'azione orizzontale ultima H_u :

$$H_u = \frac{M_y}{d \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right)} = 1534 \text{ daN} > 873 \text{ daN} = H = V_{Ed} \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

La profondità di infissione del palo si deve considerare dalla quota di piano campagna corrispondente alla quota della pavimentazione della sede stradale.

La verifica di capacità portante per azioni verticali viene trascurata essendo più gravose le azioni orizzontali dovute al vento e il peso della barriera fonoassorbente contenuto.

La verifica strutturale del palo di fondazione in acciaio viene condotta con il programma di calcolo automatico CMP, considerando il profilo metallico del tipo HEA140 come una trave su suolo elastico alla Winkler con $k_w = 0.5 \text{ daN/cm}^3$ soggetta alle azioni esterne derivanti dal plinto di fondazione.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo, le azioni agenti in testa al palo di fondazione sono:

$$N_{Ed} = 1534 + 2500 \cdot (\pi \cdot 0.30^2 / 4) \cdot 0.90 = 1694 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1092 + 873 \cdot 0.90 = 1878 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Verifica a presso-flessione

La sezione del profilo in acciaio è verificata allo stato limite ultimo per flessione se:

$$M_{Ed} / M_{c, Rd} < 1$$

Si procede alla verifica a presso-flessione retta considerando il momento massimo derivante dall'elaborazione numerica.

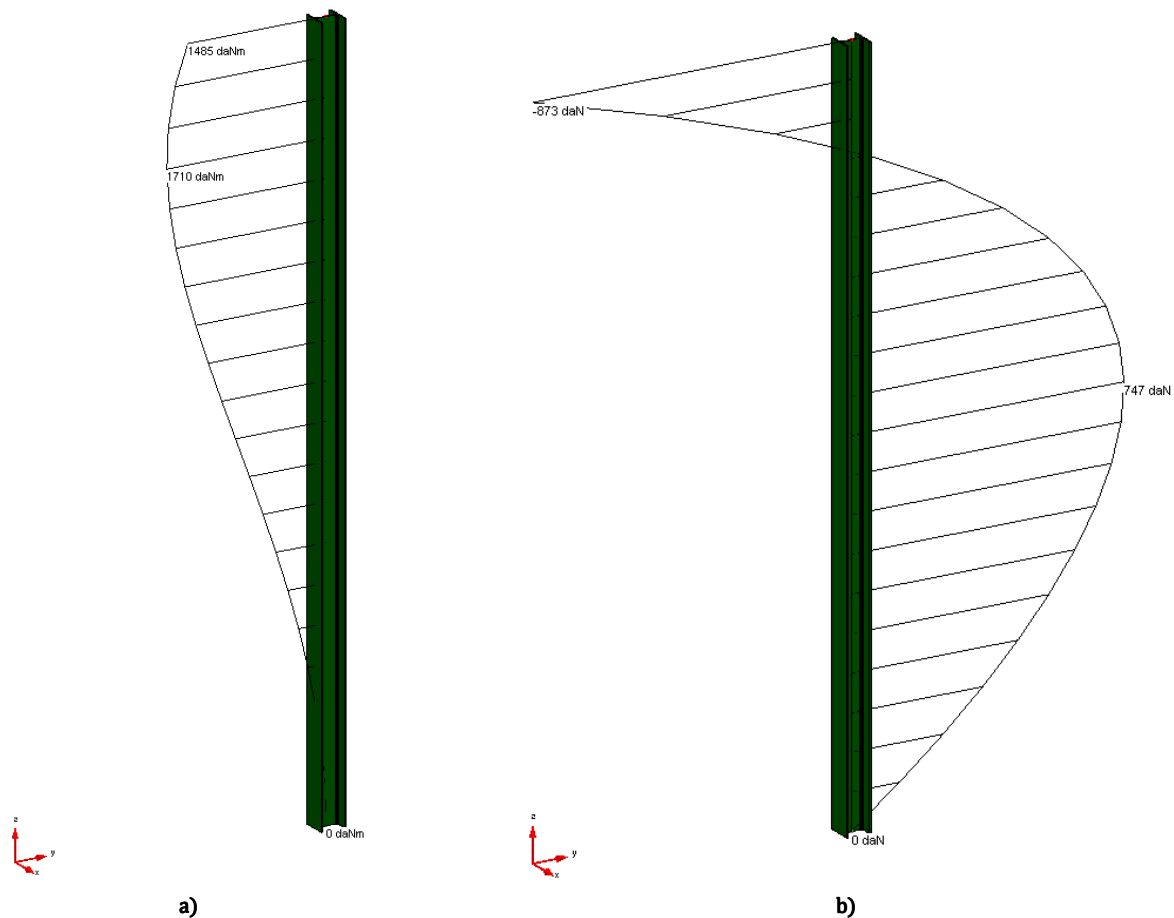


Figura 15-Sollecitazione massima a) flettente [daNm]; b) taglianti [daN]e sul palo di fondazione agli SLV

Il profilo tipo HEA140 si classifica come sezione di classe 1 e 2 per la quale

$$M_{N,y, Rd} = M_{pl,y, Rd} * (1-n) / (1-0.5*a) \leq M_{pl,y, Rd}$$

dove:

$M_{pl,y, Rd}$ è il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima

$$M_{pl,y, Rd} = (173.50 * 2750) / 1.05 = 4544 \text{ daNm}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl, Rd} = 1694 / 82290 = 0,0206$$

$$N_{pl, Rd} = (A * f_{yk}) / \gamma_{M0} = (31.42 * 2750) / 1.05 = 82290 \text{ daN}$$

$$a = (A - 2 * b * t_f) / A \leq 0.5 \text{ con}$$

A è l'area lorda della sezione del profilo = 31.42 cm²;

b è la larghezza delle ali = 14 cm;

t_f è lo spessore delle ali = 0.85 cm;

$$\Rightarrow a = (31.42 - 2 * 14 * 0.85) / 31.42 = 0.24 < 0.5$$

$$\Rightarrow M_{N,y, Rd} = M_{pl,y, Rd} * (1-n) / (1-0.5*a) = 4544 * (1-0.0206) / (1-0.5*0.24) = 5057 \text{ daN} > M_{pl,y, Rd}$$

\Rightarrow il momento resistente di progetto da considerare per la verifica a presso-flessione retta è

$$M_{c, Rd} = M_{pl,y, Rd} = 4544 \text{ daNm}$$

Il momento massimo sul palo di fondazione risulta



$$M_{Ed} = 1710 \text{ daNm.}$$

La verifica a flessione retta risulta essere soddisfatta essendo:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 1717 / 4544 = 0.38 < 1$$

Verifica a taglio

La sezione del profilo in acciaio è verificata allo stato limite ultimo per taglio se:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1$$

dove $V_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio della sezione, che in assenza di torsione vale

$$V_{c,Rd} = (A_v * f_{yk}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

Per il profilo tipo HEA160 caricato nel piano dell'anima si assume:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo = 31.40 cm²;

b è la larghezza delle ali = 14 cm;

t_f è lo spessore delle ali = 0.8 cm;

t_w è lo spessore dell'anima = 0.5 cm;

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala = 1.2 cm

$$\Rightarrow A_v = 31.40 - 2 * 14 * 0.8 + (0.5 + 2 * 1.2) * 0.8 = 11.32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{c,Rd} = (11.32 * 2750) / (\sqrt{3} * 1.05) = 17117 \text{ daN}$$

La verifica a taglio risulta essere soddisfatta essendo:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 873 / 17117 = 0.05 < 1$$

Dal momento che $V_{Ed} = 873 \text{ daN} < 0.5 V_{c,Rd} = 8558 \text{ daN}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1 Premessa

Oggetto della presente relazione è la verifica strutturale degli elementi componenti un sistema di pannelli fonoassorbenti con funzione di barriera antirumore da collocare sul sovrappasso di Via Inghilterra nel comune di Reggio Emilia (vedi Tav. 1 di inquadramento generale).

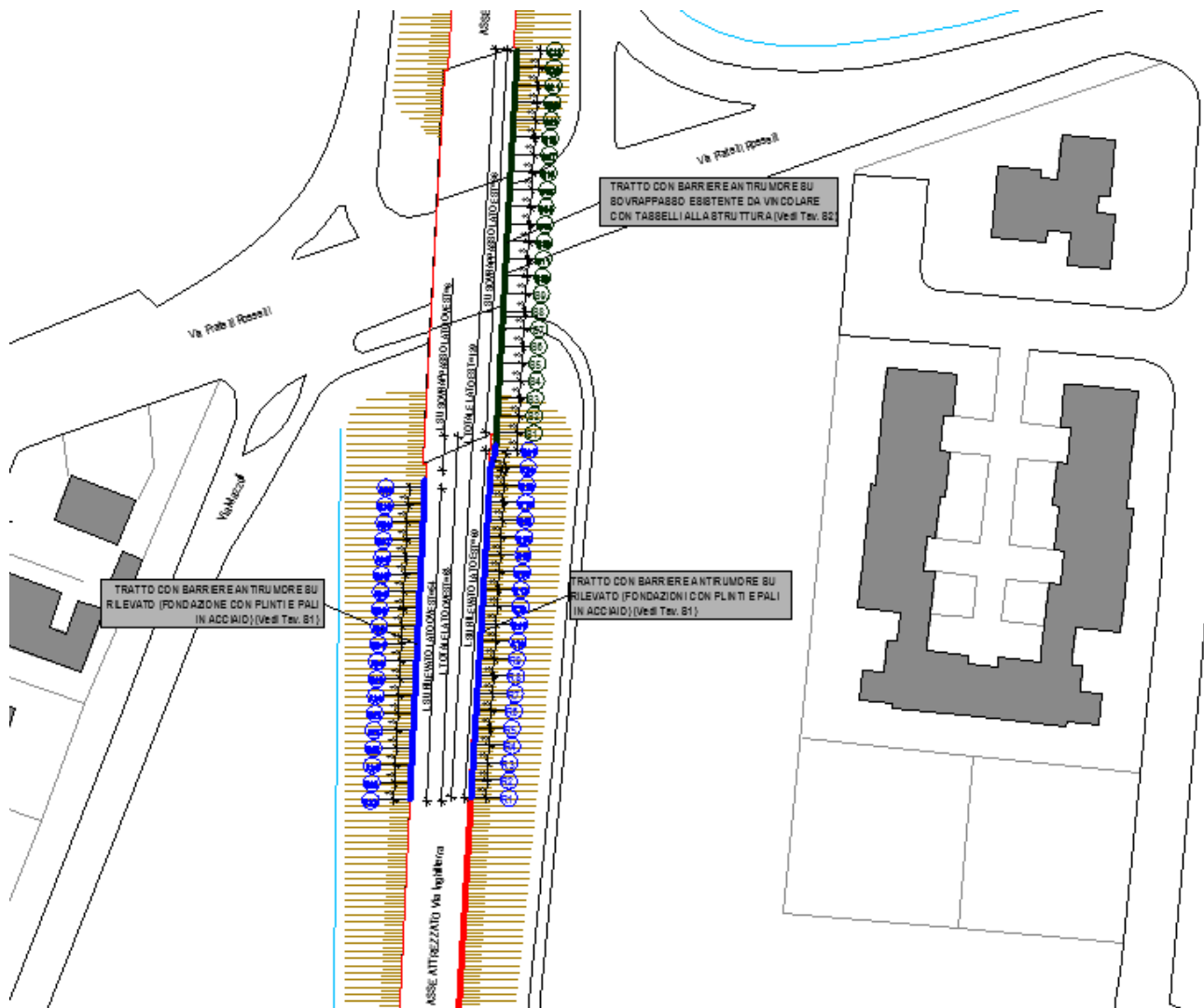


Figura 16-Inquadramento generale (vedi Tav. 1)

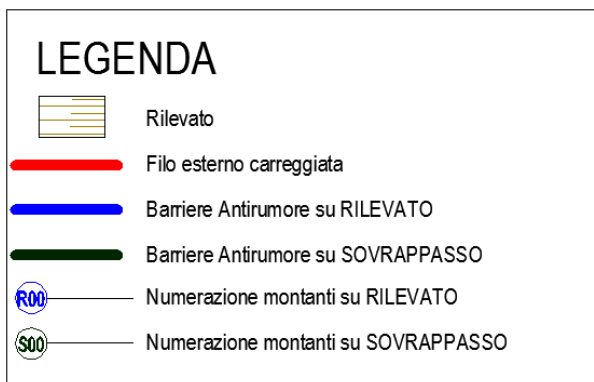


Figura 17-Legenda Figura 1

2.2 ES Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale

Il presente paragrafo non risulta necessario trattandosi di nuova costruzione.

2.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

La struttura portante è costituita da elementi montanti metallici HEA160 disposti ad interasse di 3 m a sostegno di quattro pannelli fonoassorbenti orizzontali del tipo scatolare metallico con modulo di altezza pari a 50 cm, che vengono sovrapposti per ottenere l'altezza desiderata. Alla base dei pannelli fonoassorbenti è posizionato un ulteriore pannello, in c.a. prefabbricato, con modulo di altezza sempre pari a 50 cm.

Sul RILEVATO STRADALE, l'intervento viene realizzato su un plinto circolare in c.a. gettato in opera alla base dei montanti, a sua volta ancorato a pali costituiti da profilati in acciaio HEA140 battuti in opera.

In un tratto di viabilità in cui è presente un manufatto esistente in c.a. si prevede il vincolamento dei montanti metallici direttamente al SOVRAPPASSO mediante tasselli chimici (barre filettate M20 classe 8.8 ancorate con resina tipo HILTI HIT-HY 200-A).

La progettazione della struttura di sostegno dei pannelli fonoassorbenti è stata eseguita con calcoli manuali ad eccezione della modellazione tridimensionale ad elementi finiti dei plinti circolari e dei pali di fondazione in acciaio.

Lo schema statico adottato per la verifica dei montanti metallici è lo schema di mensola soggetta all'azione del vento. Lo schema statico adottato per la verifica dei pali in acciaio battuti in opera è quello di trave su suolo elastico alla Winkler soggetta a sollecitazioni esterne derivanti dal montante metallico e dai plinti in c.a..

La struttura in oggetto è stata sottoposta ad ANALISI LINEARE STATICA; non si prendono in considerazione le azioni sismiche in quanto ampiamente superate dalle azioni del vento.

Il dimensionamento e le verifiche sono stati effettuati in base ai dati di progetto ed ai carichi previsti, conformemente alle Norme vigenti, utilizzando le regole della Scienza delle Costruzioni per la risoluzione degli schemi statici ed il metodo degli Stati Limite per le verifiche delle strutture.

Per quanto riguarda gli Stati Limite indagati, per strutture in classe d'uso II assumono rilevanza lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per gli Stati Limite Ultimi (SLU) mentre per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) si valuterà la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD).

Nell'ambito di verifica degli elementi strutturali che costituiscono la struttura in oggetto della presente relazione, si sono effettuate verifiche allo stato limite di ultimo in termini di resistenza alle azioni verticali e orizzontali di progetto definite nei paragrafi precedenti di tutti gli elementi finiti che costituiscono il modello di calcolo,



considerando la sezione reagente più sollecitata. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite di esercizio, si è verificata la deformabilità delle colonne soggette alla combinazione di azioni caratteristica.

Riepilogando gli stati limite considerati sono:

- SLV: per quanto concerne le verifiche tensionali degli elementi;
- SLD: per quanto concerne gli spostamenti delle membrature per garantire la funzionalità dell'opera.

La verifica degli elementi strutturali è stata condotta utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti denominato "CMP versione 27.00" realizzato e commercializzato dalla Cooperativa Architetti ed Ingegneri di Reggio Emilia con sede via Gandhi n° 1, Reggio Emilia.

Configurazioni deformate, caratteristiche di

Per quel che concerne l'interazione con la struttura esistente, si può ragionevolmente ritenere trascurabile l'effetto dell'installazione della barriera sulla massa globale del manufatto in c.a.

2.4 Quadro normativo di riferimento adottato

Nella progettazione delle strutture indicate, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- a) Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- b) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- c) Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 così come integrata dalle ordinanze 3379 del 5 novembre 2004 e 3431 del 3 maggio 2005, relativa ai criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- d) D.M.14.01.08 "Norme tecniche per le costruzioni";
- e) Circolare n° 617 del 02.02.09 "Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.08";
- f) UNI EN ISO 898-1:2009 "Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio - Parte 1: Viti e viti prigioniere con classi di resistenza specificate - Filettature a passo grosso e a passo fine"
- g) ETAG Nr.001 (Edizione 2007) "Linee Guida per l'Ottenimento del Benessere Tecnico Europeo di ancoranti metallici da utilizzare in calcestruzzo" – Annesso C;
- h) UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;

2.5 ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Il presente paragrafo non risulta necessario trattandosi di nuova costruzione.

2.6 Azioni di progetto sulle costruzioni

Di seguito si definiscono i parametri necessari per la valutazione delle azioni sia orizzontali che verticali sollecitanti la struttura; dal punto di vista delle azioni orizzontali, si definiscono in base alla Normativa vigente i parametri necessari per definire le azioni dovute al vento.

Azione del vento

Il calcolo dell'azione del vento viene eseguita in modo analogo come descritto nel paragrafo § 3.3 del D.M. 14/01/2008:

Zona 2 (Emilia Romagna) →

$$\begin{cases} v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \\ a_0 = 750 \text{ m} \\ k_a = 0,015 \text{ s}^{-1} \end{cases}$$

Velocità di riferimento:

$$v_b = v_{b,0} \text{ se } a = 58 \text{ m s.l.m.} < a_0$$

Pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 39.1 \text{ daN/m}^2$$

Coefficiente di topografia:

$$c_t = 1$$

Coefficiente di forma c_p :

$$c_p = 0.80 + 0.40 = 1.20$$

Coefficiente dinamico:

$$c_d = 1$$

Classe di rugosità del terreno:

B - "Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive"

Distanza dal mare:

>30km

Categoria di esposizione IV →

$$\begin{cases} k_r = 0.22 \\ z_0 = 0.3 \text{ m} \\ z_{min} = 8 \text{ m} \end{cases}$$

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

Coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

$$\rightarrow c_e(8) = 1.63$$

Pressione del vento:

$$p(z) = q_b c_p c_d c_e(z) = 76.60 \text{ daN/m}^2$$

Per quanto riguarda la modellazione delle azioni sulla struttura, si riportano di seguito le analisi dei carichi adottate.

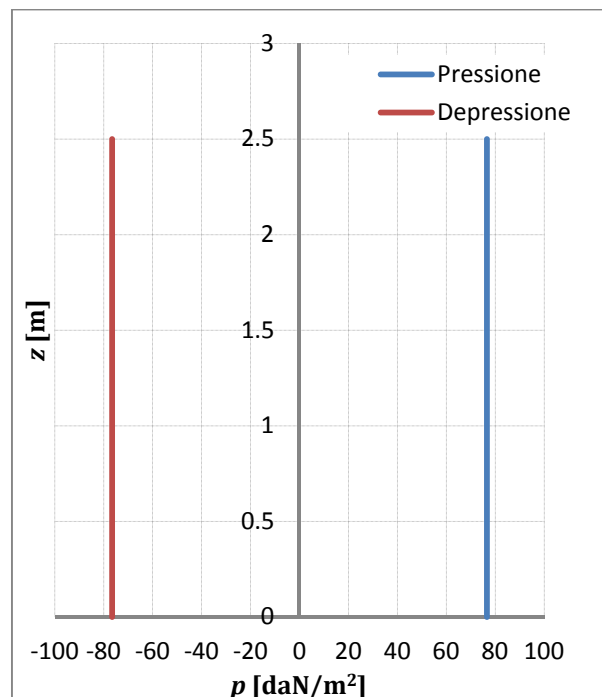


Figura 18-Andamento della pressione del vento fino alla quota $z=2.5$ m

Analisi dei carichi

- Peso proprio delle strutture in calcestruzzo armato	2500.00 daN/m ³
- Peso proprio profilo metallico HEA160	30.4 daN/m
- Peso proprio barriera antirumore	50.00 daN/m ²
- Peso proprio pannello prefabbricato in calcestruzzo	300.00 daN/m ²

Non si prendono in considerazione le azioni sismiche in quanto ampiamente superate dalle azioni del vento.

2.7 Modello numerico

2.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi

La verifica degli elementi strutturali che costituiscono la struttura in oggetto della presente relazione è stata effettuata mediante calcoli manuali ad eccezione della modellazione tridimensionale ad elementi finiti dei plinti circolari di diametro $\phi 60$ cm e altezza h 90 cm e dei pali di fondazione costituiti da profilati in acciaio HEA140 battuti in opera sul rilevato stradale.



Figura 19-Modello tridimensionale

I pali di fondazione sono stati considerati in fase di calcolo come travi su suolo elastico alla Winkler con costante di Winkler $k_w = 0.5$ daN/cm³ soggetta alle azioni esterne derivanti dal plinto di fondazione.

Il codice di calcolo agli elementi finiti utilizzato considera il comportamento elastico lineare di un sistema ad elementi finiti.

Per la modellazione della struttura esaminata si è utilizzato un elemento finito monodimensionale tipo "beam", che può essere soggetto a tutte le possibili deformazioni nello spazio e alle corrispondenti sei sollecitazioni determinate ai nodi di estremità. E' possibile applicare all'elemento tipo "beam" carichi in luce in tutte le direzioni, del tipo distribuito e concentrato (forze e momenti) e carichi termici con effetto estensionale e flettente. L'elemento può essere genericamente svincolato ai nodi di estremità; può essere composto con qualsiasi materiale e avere sezione generica. All'elemento "beam" il programma applica, se previsto, automaticamente i carichi inerziali di tipo sismico previsti dalla vigente normativa per il calcolo statico equivalente.

2.7.2 Informazioni sul codice di calcolo

Il modello di calcolo tridimensionale ad elementi finiti del fabbricato nel suo complesso ed il dimensionamento dei singoli elementi strutturali è stato effettuato con l'utilizzo del programma "CMP versione 28.00" realizzato e commercializzato dalla Cooperativa Architetti ed Ingegneri di Reggio Emilia con sede via Gandhi n° 1, Reggio Emilia.

Il calcolo delle sollecitazioni del modello ad elementi finiti predisposto è stato effettuato mediante l'ausilio del solutore "Xfinest ver. 8.2", prodotto da Ce.A.S. S.r.l. – Milano.

2.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

Di seguito sono descritti i dati geometrici, le caratteristiche inerziali e meccaniche del modello fisico-matematico utilizzato per il calcolo strutturale.

SISTEMI DI RIFERIMENTO

Il Sistema di Riferimento Globale XYZ è una Terna destrorsa cartesiana con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto.

Il Sistema di Riferimento Locale 123 degli Elementi tipo Beam è una Terna destrorsa Cartesiana con asse 1 avente la direzione dell'elemento, asse 2 definibile dall'utente e asse 3 avente la direzione che completa la terna.

Il Sistema di Riferimento Locale 123 predefinito degli Elementi tipo Shell è una Terna destrorsa cartesiana con origine nel baricentro dell'Elemento, asse 1 avente la direzione della normale, asse 2 avente la direzione della congiungente i punti medi dei due lati N2-N3 e N1-N4 (N1,N2,N3,N4 sono i nodi che definiscono l'elemento) e asse 3 avente la direzione che completa la terna.

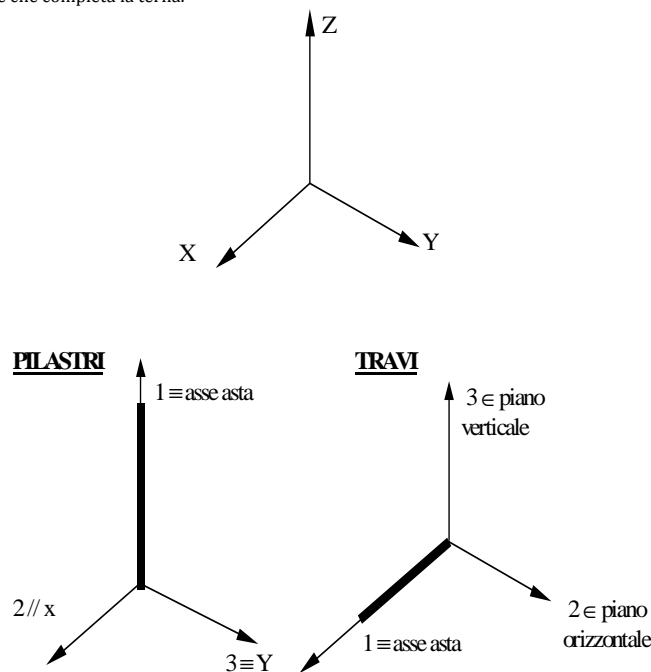


Figura 20- Riferimento locale aste e sezioni

MODELLAZIONE

La Modellazione Numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma CMP realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri Progettazione di Reggio Emilia. Il solutore ad elementi finiti utilizzato è **XFINEST della Ce.A.S. di Milano**.

NORMATIVA

Per la progettazione e verifica degli elementi strutturali è stata utilizzata la seguente normativa:
Normativa italiana D.M. 14/01/2008 Stati Limite.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito vengono elencati i materiali usati nel modello:

Dati generali

ID = numero identificativo del materiale



E	=	modulo di Elasticità
v	=	coefficiente di Poisson
G	=	modulo di Elasticità Tangenziale
Ps	=	peso specifico
α	=	coefficiente di Dilatazione Termica
f_{yk}	=	tensione caratteristica di snervamento
f_u	=	resistenza ultima a trazione
ϵ_{ud}	=	deformazione ultima
$\gamma_{M,c}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione
$\gamma_{M,t}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione
γ_M	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU
$\gamma_{M,ecc}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per situazioni eccezionali
Dati specifici per calcestruzzo		
R_{ck}	=	resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
f_{ck}	=	resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
f_{ctk}	=	resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
f_{ctm}	=	resistenza media di trazione del calcestruzzo
$f_{ct,eff}$	=	resistenza media di trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone l'insorgere delle prime fessure
γ_c	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione del calcestruzzo
α_{cc}	=	coefficiente riduttivo per le resistenze a compressione di lunga durata
α_{ct}	=	coefficiente riduttivo per le resistenze a trazione di lunga durata
Dati specifici per acciaio da carpenteria		
f_y	=	tensione di snervamento acciaio per spessori minori o uguali a 40mm
f_{y1}	=	tensione di snervamento acciaio per spessori maggiori di 40mm
$\gamma_{M0,c}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione per acciaio da carpenteria (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_{M1})
$\gamma_{M0,t}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione per acciaio da carpenteria
γ_{M1}	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per acciaio da carpenteria per verifiche di instabilità (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_{M1})
Dati specifici per legno strutturale		
Cl.Serv.	=	classe di servizio per materiali di tipo "legno strutturale"
$k_{mod,perm}$	=	coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni permanenti
$k_{mod,lung}$	=	coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di lunga durata
$k_{mod,med}$	=	coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di media durata
$k_{mod,brev}$	=	coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di breve durata
$k_{mod,ist}$	=	coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni istantanee
k_{def}	=	coefficiente per l'abbattimento delle caratteristiche di rigidezza del legno strutturale per il calcolo delle deformazioni a lungo termine.
$f_{m,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a flessione.
$f_{t,0,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione parallela alla fibratura.
$f_{t,90,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione perpendicolare alla fibratura.
$f_{c,0,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione parallela alla fibratura.
$f_{c,90,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione perpendicolare alla fibratura.
$f_{v,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio in direzione perpendicolare alla fibratura (cioè quello che agisce in un piano perpendicolare alla fibratura stessa).
$f_{v,r,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio di rotolamento (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione perpendicolare alla fibratura).
$f_{v,b,k}$	=	resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio da spacco (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione parallela alla fibratura stessa).
$E_{0,k}$	=	modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione parallela alla fibratura.
$E_{90,k}$	=	modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione perpendicolare alla fibratura.
ρ_k	=	densità caratteristica del legno strutturale.
Dati specifici per pannelli di tavole di legno massiccio incrociato (XLam)		
EA_2	=	rigidezza membranale dei pannelli XLam in direzione 2
EA_3	=	rigidezza membranale dei pannelli XLam in direzione 3
EJ_2	=	rigidezza flessionale dei pannelli XLam in direzione 2
EJ_3	=	rigidezza flessionale dei pannelli XLam in direzione 3
GA_{v12}	=	rigidezza dei pannelli XLam a taglio fuori piano sulla faccia perpendicolare alla direzione 2 (cioè quella associata all'azione interna Q12 degli elementi Shell, vedi LINK-SOLLECITAZIONI SHELL).
GA_{v13}	=	rigidezza dei pannelli XLam a taglio fuori piano sulla faccia perpendicolare alla direzione 3 (cioè quella associata all'azione interna Q13 degli elementi Shell, vedi LINK-SOLLECITAZIONI SHELL).
GA_{v23}	=	rigidezza dei pannelli XLam a taglio membranale (cioè quella associata all'azione interna N23 degli elementi Shell, vedi LINK-SOLLECITAZIONI SHELL).
GrpEsig	=	è gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) per le verifiche SLE; par.4.3.1.6 del DM 9/1/1996 (a = condizioni ambiente poco aggressivo, b = moderatamente aggressivo, c = molto aggressivo) oppure par.5.1.2.2.6.5 del DM 14/09/2005 o par.4.1.2.2.4.3 DM 14/01/2008 (a = condizioni ambientali ordinarie, b = aggressive, c = molto aggressive). Per l'Eurocodice corrisponde alla classe di esposizione, prospetto 7.1N EN 1992-1-1:2005 (a = X0, XC1, b = XC2, XC3, XC4, c = XD1, XD2, XS1, XS2, XS3)

Nome Materiale: CIs C25/30

ID = 18

Proprietà reologiche:

$E = 3.1476e+005 \text{ kgf/cm}^2$
 $v = 0.200$
 $G = 1.3115e+005 \text{ kgf/cm}^2$
 $Ps = 2500 \text{ daN/m}^3$
 $\alpha = 1e-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Calcestruzzo

$\gamma_{M,c} = 1.5$
 $\gamma_{M,t} = 1.5$
 $\gamma_{M,ecc} = 1$
 $R_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$
 $f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
 $f_{ctk} = 17.955 \text{ kgf/cm}^2$
 $f_{ctm} = 25.65 \text{ kgf/cm}^2$
 $\alpha_{cc} = 0.85$



$\alpha_{ct} = 1$
GrpEsig = a
Valori di progetto
 $f_{cd} = 141.67 \text{ kgf/cm}^2$
 $f_{ctd} = 11.97 \text{ kgf/cm}^2$

Parametri per verifiche di fessurazione:

Per le verifiche di formazione delle fessure il moltiplicatore di f_{ctm} è: 1/0;

Per le verifiche di apertura delle fessure i valori ammissibili delle aperture delle fessure sono:

per le armature sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.2 mm	0.3 mm

per le armature poco sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.3 mm	0.4 mm

Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.1.2, par.4.1.2.1.3 DM 14/01/2008):

$C_{rd,c} = 0.18/\gamma_c$, $v_{min} = 0.175 * k^{3/2}$, $k_1 = 0.15$, $f_{cd}/f_{ctd} = 0.5$

Per il significato dei parametri si veda anche par.6.2.2 EC2

Parametri verifiche a punzonamento (par.6.4.4, EN 1992-1-1:2005):

Sono i medesimi valori per il taglio di cui sopra

Nome Materiale: B450C

ID = 26

Proprietà reologiche:

$E = 2e+006 \text{ kgf/cm}^2$
 $\nu = 0.300$
 $G = 7.6923e+005 \text{ kgf/cm}^2$
 $P_s = 7850 \text{ daN/m}^3$
 $\alpha = 1.2e-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Acciaio per Armature

$f_{yk} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$

$\gamma_{M,c} = 1.15$

$\gamma_{M,t} = 1.15$

$\gamma_{M,ecc} = 1$

$f_u = 5400 \text{ kgf/cm}^2$

$\epsilon_{ud} = 0.0675$

Aderenza Migliorata = Si

Tipo Armatura = armatura poco sensibile

Valori di progetto

$f_{cd} = 3913 \text{ kgf/cm}^2$

$f_{ctd} = 3913 \text{ kgf/cm}^2$

Nome Materiale: S 275

ID = 29

Proprietà reologiche:

$E = 2.1e+006 \text{ kgf/cm}^2$
 $\nu = 0.300$
 $G = 8.0769e+005 \text{ kgf/cm}^2$
 $P_s = 7850 \text{ daN/m}^3$
 $\alpha = 1.2e-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Acciaio da Carpenteria

$f_y = 2750 \text{ kgf/cm}^2$

$f_{y1} = 2550 \text{ kgf/cm}^2$

$\gamma_{M0,c} = 1.05$

$\gamma_{M0,t} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.05$

$\gamma_{M,ecc} = 1$

$f_u = 4300 \text{ kgf/cm}^2$

Valori di progetto

$f_{cd} = 2619 \text{ kgf/cm}^2$

$f_{ctd} = 2619 \text{ kgf/cm}^2$ ID = 26

$E = 2e+006 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$

$\nu = 0.300$

$G = 7.6923e+005 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$

$P_s = 7850 \text{ (Kgf/m}^3\text{)}$

$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$

$f_{yk} = 4500 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$

$\gamma_{m,c} = 1.15$

$\gamma_{m,t} = 1.15$

$\gamma_{m,ecc} = 1$

$f_u = 5400 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$

Aderenza Migliorata = Si

Tipo Armatura = armatura poco sensibile



DESCRIZIONE SEZIONI

CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI

Le caratteristiche statiche delle sezioni utilizzate nel modello sono riportate nella seguente tabella con il seguente significato dei simboli

Sez	= Nome della Sezione
A	= Area della Sezione
I _{22*}	= Momento d'inerzia rispetto all'asse locale baricentrico 2* parallelo all'asse locale 2 della sezione
I _{33*}	= Momento d'inerzia rispetto all'asse locale baricentrico 3* parallelo all'asse locale 3 della sezione
I _{23*}	= Momento d'inerzia centrifugo rispetto agli assi locali baricentrici 2* e 3* paralleli rispettivamente all'asse locale 2 e 3 della sezione
I ₄₄	= Momento d'inerzia Principale (Minimo) rispetto all'asse baricentrico 4
I ₅₅	= Momento d'inerzia Principale (Massimo) rispetto all'asse baricentrico 5
∅	= Angolo formato dagli assi principali d'inerzia rispetto agli assi locali 2 e 3 della sezione.
i _{22*}	= Raggio d'inerzia rispetto all'asse locale baricentrico 2*
i _{33*}	= Raggio d'inerzia rispetto all'asse locale baricentrico 3*
i ₄₄	= Raggio d'inerzia rispetto all'asse locale baricentrico 4
i ₅₅	= Raggio d'inerzia rispetto all'asse locale baricentrico 5
J _T	= Fattore di Rigidezza Torsionale
AT2	= Area Resistente a Taglio in direzione dell'asse locale 2 della sezione (se vale 0 non viene considerata la deformabilità a taglio)
AT3	= Area Resistente a Taglio in direzione dell'asse locale 3 della sezione (se vale 0 non viene considerata la deformabilità a taglio)
qp	= Peso proprio (forza per unità di lunghezza) della sezione
&	= Indica che la quantità è stata forzata e non calcolata da CMP

I nomi delle sezioni che terminano con un "/N", ove N è un numero, si riferiscono all'armatura N.

	A (cm ²)	I _{22*} (cm ⁴)	I _{33*} (cm ⁴)	I _{23*} (cm ⁴)	I ₄₄ (cm ⁴)	I ₅₅ (cm ⁴)	∅ (°)	i _{22*} (cm)
	i _{33*} (cm)	i ₄₄ (cm)	i ₅₅ (cm)	J _T (cm ⁴)	AT2 (cm ²)	AT3 (cm ²)	qp (daN/m)	
Nome Sezione: HEA 140 [HEA 140]	31.4163391	1033.135919	389.3215156	0.	389.3215156	1033.135919	90.00000000	5.734571109
	3.520273567	3.520273567	5.734571109	8.130000114	0.	0.	24.661826	
Nome Sezione: plinto [Circolare Ø60 cm]	2827.43339	636207.3483	636207.3483	0.	636207.3483	636207.3483	0.	15.00041068
	15.00041068	15.00041068	15.00041068	1272275.357	0.	0.	706.85835	
Nome Sezione: plinto [Circolare Ø60 cm]/1	2921.68117	669402.7575	669402.7575	0.	669402.7575	669402.7575	0.	15.13656527
	15.13656527	15.13656527	15.13656527	1272275.357	0.	0.	706.85835	

GEOMETRIA SEZIONI

Di seguito vengono elencate le caratteristiche geometriche delle sezioni presenti nel modello.

Sezione: HEA 140 [HEA 140] - Sezione Base

Poligonale n°1

Caratteristiche poligonale: chiusa, strutturale, piena

Coefficiente di Omog.: 1

Materiale Poligonale: S 275

N° vertice	Coord.X (cm)	Coord.Y (cm)
1	-7	-6.65
2	7	-6.65
3	7	-5.8
4	1.475	-5.8
5	1.3808	-5.79692
6	1.28718	-5.78584
7	1.19472	-5.76744
8	1.10399	-5.74185
9	1.01554	-5.70923
10	0.929931	-5.66976
11	0.847679	-5.62369
12	0.769295	-5.57132
13	0.695262	-5.51296
14	0.626035	-5.44896
15	0.562044	-5.37974
16	0.50368	-5.30571
17	0.451306	-5.22732
18	0.405242	-5.14507
19	0.365774	-5.05946
20	0.333145	-4.97101
21	0.307556	-4.88028
22	0.289164	-4.78782
23	0.278084	-4.6942
24	0.275	-4.6
25	0.275	4.6
26	0.278084	4.6942
27	0.289164	4.78782
28	0.307556	4.88028
29	0.333145	4.97101
30	0.365774	5.05946
31	0.405242	5.14507
32	0.451306	5.22732
33	0.50368	5.30571
34	0.562044	5.37974
35	0.626035	5.44896
36	0.695262	5.51296

N° vertice	Coord.X (cm)	Coord.Y (cm)
37	0.769295	5.57132
38	0.847679	5.62369
39	0.929931	5.66976
40	1.01554	5.70923
41	1.10399	5.74185
42	1.19472	5.76744
43	1.28718	5.78584
44	1.3808	5.79692
45	1.475	5.8
46	7	5.8
47	7	6.65
48	-7	6.65
49	-7	5.8
50	-1.475	5.8
51	-1.3808	5.79692
52	-1.28718	5.78584
53	-1.19472	5.76744
54	-1.10399	5.74185
55	-1.01554	5.70923
56	-0.929931	5.66976
57	-0.847679	5.62369
58	-0.769295	5.57132
59	-0.695262	5.51296
60	-0.626035	5.44896
61	-0.562044	5.37974
62	-0.50368	5.30571
63	-0.451306	5.22732
64	-0.405242	5.14507
65	-0.365774	5.05946
66	-0.333145	4.97101
67	-0.307556	4.88028
68	-0.289164	4.78782
69	-0.278084	4.6942
70	-0.275	4.6
71	-0.275	-4.6
72	-0.278084	-4.6942



N° vertice	Coord.X (cm)	Coord.Y (cm)
73	-0.289164	-4.78782
74	-0.307556	-4.88028
75	-0.333145	-4.97101
76	-0.365774	-5.05946
77	-0.405242	-5.14507
78	-0.451306	-5.22732
79	-0.50368	-5.30571
80	-0.562044	-5.37974
81	-0.626035	-5.44896
82	-0.695262	-5.51296

N° vertice	Coord.X (cm)	Coord.Y (cm)
83	-0.769295	-5.57132
84	-0.847679	-5.62369
85	-0.929931	-5.66976
86	-1.01554	-5.70923
87	-1.10399	-5.74185
88	-1.19472	-5.76744
89	-1.28718	-5.78584
90	-1.3808	-5.79692
91	-1.475	-5.8
92	-7	-5.8

Sezione: plinto [Circolare Ø60 cm] - Sezione Base

Poligonale n°1

Caratteristiche poligonale: chiusa, strutturale, piena

Coefficiente di Omog.: 1

Materiale Poligonale: Cls C25/30

N° vertice	Coord.X (cm)	Coord.Y (cm)
1	-0	30.2486
2	-9.34733	28.7681
3	-17.7797	24.4716
4	-24.4716	17.7797
5	-28.7681	9.34733
6	-30.2486	1.85213e-015
7	-28.7681	-9.34733
8	-24.4716	-17.7797
9	-17.7797	-24.4716
10	-9.34733	-28.7681
11	-3.70426e-015	-30.2486
12	9.34733	-28.7681
13	17.7797	-24.4716
14	24.4716	-17.7797
15	28.7681	-9.34733
16	30.2486	-5.55639e-015
17	28.7681	9.34733
18	24.4716	17.7797
19	17.7797	24.4716
20	9.34733	28.7681

Sezione: plinto [Circolare Ø60 cm] - Armatura 1

Poligonale n°1

Caratteristiche poligonale: chiusa, strutturale, piena

Coefficiente di Omog.: 1

Materiale Poligonale: Cls C25/30

N° vertice	Coord.X (cm)	Coord.Y (cm)
1	-0	30.2486
2	-9.34733	28.7681
3	-17.7797	24.4716
4	-24.4716	17.7797
5	-28.7681	9.34733
6	-30.2486	1.85213e-015
7	-28.7681	-9.34733
8	-24.4716	-17.7797
9	-17.7797	-24.4716
10	-9.34733	-28.7681
11	-3.70426e-015	-30.2486
12	9.34733	-28.7681
13	17.7797	-24.4716
14	24.4716	-17.7797
15	28.7681	-9.34733
16	30.2486	-5.55639e-015
17	28.7681	9.34733
18	24.4716	17.7797
19	17.7797	24.4716
20	9.34733	28.7681

Materiale barre d'armatura: B450C

Coefficiente di Omog.: 15

N° barra armatura	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (mm)
1	-0	26.705	10
2	-26.705	2.27374e-014	10
3	-1.79448e-014	-26.705	10
4	26.705	-2.27374e-014	10
5	-18.6508	18.6508	10
6	18.6508	18.6508	10
7	18.6508	-18.6508	10
8	-18.6508	-18.6508	10



DESCRIZIONE BEAM

CONFIGURAZIONE ELEMENTI TIPO BEAM

Al fine di consentire una più chiara interpretazione dei risultati di output dell'analisi, e quindi una maggiore possibilità di controllo dei medesimi, la modellazione è stata sviluppata in modo da assegnare a tutte le membrature sistemi di riferimento locale (in base al quale sono da leggere i risultati in termini di sollecitazioni) disposti secondo orientamenti logici. In particolare si è posta cura nel far sì che per default:

tutte le aste aventi orientamento globale prevalente secondo l'asse globale X o Y [TRAVI su X o su Y] siano caratterizzate da asse locale 1 diretto secondo l'asse geometrico del Beam e asse locale 3 in direzione dell'asse globale Z (piano di flessione verticale = piano 1-3)

tutte le aste aventi orientamento globale prevalente secondo l'asse globale Z [PILASTRI] siano caratterizzate da asse locale 1 diretto secondo l'asse globale Z positivo e asse locale 3 in direzione dell'asse globale y positivo.

L'orientamento di default di cui sopra è associato automaticamente per valori di n1, n2 e Ang di cui sotto pari a 0.

Per modificare l'impostazione di default occorre specificare un valore diverso da zero per n1 e n2 e/o Ang.

In particolare, in base ai valori di n1 e n2, l'asse locale 2, (con Ang = 0) è così definito:

n1 = "Asse +X" e n2 = 0: l'asse ha la direzione dell'asse globale X

n1 = "Asse +Y" e n2 = 0: l'asse ha la direzione dell'asse globale Y

n1 = "Asse +Z" e n2 = 0: l'asse ha la direzione dell'asse globale Z

n1 = "Asse -X" e n2 = 0: l'asse ha la direzione dell'asse globale -X

n1 = "Asse -Y" e n2 = 0: l'asse ha la direzione dell'asse globale -Y

n1 = "Asse -Z" e n2 = 0: l'asse ha la direzione dell'asse globale -Z

n1 = "Str7 Y" e n2 = 0: gli assi sono definiti utilizzando la convenzione di default di Straus7 considerando l'asse Y di Straus coincidente con l'asse Z di CMP: se l'asse 1 (del Beam in CMP) ha direzione coincidente con l'asse globale X (di CMP) la direzione di 3 è sempre quella positiva dell'asse Z. In tutti gli altri casi la direzione dell'asse 3 ha è ottenuto dal prodotto vettoriale fra l'asse globale X e il vettore definito dai nodi di inizio e fine Beam.

n1 = "Str7 X" e n2 = 0: gli assi sono definiti utilizzando la convenzione di default di Straus7 considerando l'asse X di Straus coincidente con l'asse Z di CMP: se l'asse 1 (del Beam in CMP) ha direzione coincidente con l'asse globale Y (di CMP) la direzione di 3 è sempre quella positiva dell'asse X. In tutti gli altri casi la direzione dell'asse 3 ha è ottenuto dal prodotto vettoriale fra l'asse globale Y e il vettore definito dai nodi di inizio e fine Beam.

n1 = "Str7 Z" e n2 = 0: gli assi sono definiti utilizzando la convenzione di default di Straus7 considerando l'asse Z di Straus coincidente con l'asse Z di CMP: se l'asse 1 (del Beam in CMP) ha direzione coincidente con l'asse globale Z (di CMP) la direzione di 3 è sempre quella positiva dell'asse Y. In tutti gli altri casi la direzione dell'asse 3 ha è ottenuto dal prodotto vettoriale fra l'asse globale Z e il vettore definito dai nodi di inizio e fine Beam.

n1 = 0 e n2 <> 0: in tal caso il valore assegnato a n2 è il numero di un nodo del modello. L'asse locale 3 è ottenuto dal prodotto vettoriale tra l'asse dell'asta e l'asse N1-n2 (N1 = primo nodo di definizione Beam)

n1 <> 0 e n2 <> 0: l'asse ha la direzione della congiungente n1 e n2

Se Ang <> 0 allora n1 e n2 definiscono l'asse di riferimento rispetto al quale l'asse 2 forma un angolo Ang.

La geometria e le altre caratteristiche degli elementi Beam costituenti il modello sono riportate nella seguente tabella con il seguente significato dei simboli:

Beam	= Numero dell'Elemento Beam
N1	= Numero Nodo Iniziale dell'Elemento Beam
N2	= Numero Nodo Finale dell'Elemento Beam
Sez.	= Nome Sezione associata all'Elemento
n1	= primo nodo di individuazione asse locale di riferimento
n2	= secondo nodo di individuazione asse locale di riferimento
Ang.	= angolo asse locale 2 rispetto asse locale di riferimento, positivo se antiorario (rotazione attorno all'asse locale 1 sul piano definito dall'asse di riferimento e l'asse locale 3)
Fase No	= indica il numero delle fasi in cui il Beam non esiste

Beam	N1	N2	Direzione asse 2 (n1 n2)	Ang (°)
1	1	2	Asse +X 0 0	Sez.: HEA 140 [HEA 140]

BEAM WINKLER

Significato dei parametri:

Beam	= Numero dell'Elemento Beam
Kw2	= K di Winkler in direzione dell'asse locale 2
Kw3	= K di Winkler in direzione dell'asse locale 3
L2	= larghezza sezione beam nella direzione 2
L3	= larghezza sezione beam nella direzione 3
mpk2	= Moltiplicatore del K di Winkler per la direzione 2
mpk3	= Moltiplicatore del K di Winkler per la direzione 3
strutt	= con 'S' si indica che si sono considerate solo le parti strutturali nel calcolo dell'ingombro; con 'N' si indica che si sono considerate anche le parti non strutturali
Fase	= fase di appartenenza

Beam	Kw2 (kgf/cm ³)	Kw3 (kgf/cm ³)	L2 (m)	L3 (m)	mpk2	mpk3	strutt	Fase
1	0.5	0.5	0.133	0.14	1	1	S	

2.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

DESCRIZIONE NODI

NODI: GEOMETRIA, VINCOLI FISSI ESTERNI E NODI MASTER

La geometria e le altre caratteristiche dei nodi costituenti il modello sono riportate nella seguente tabella con il seguente significato dei simboli:

Nodo	= Numero del Nodo
X,Y,Z	= Coordinate dei nodi rispetto al sistema di Riferimento Globale
Vincoli	= Vincolamento dei nodi rappresentato da sei cifre(0/1): queste sei cifre (0 = libero, 1 = vincolato) rappresentano il vincolamento dei
seguenti	gradi di libertà, nell'ordine:
spostamento in direzione x, y, z, rotazione attorno all'asse x, y, z	
n.Master	= Nodo Master
Piano	= Piano in cui si impone il comportamento Master-Slave
Fase	= fase di appartenenza

Nodo	X (m)	Y (m)	Z (m)	Vincoli	n.Master	Piano	Fase
1	0.	0.	0.	0 0 1 0 0 1			
2	0.	0.	4.00000				

2.7.5 Modellazione delle azioni

CARICHI NODALI

Carichi nodali concentrati

Nei nodi del modello sono applicati i carichi concentrati descritti nella successiva tabella:

- Nodo = Numero del Nodo in cui è applicato il carico
- CdC = Condizione di Carico Elementare a cui appartiene il carico
- Fx = Forza concentrata in direzione X globale
- Fy = Forza concentrata in direzione Y globale
- Fz = Forza concentrata in direzione Z globale
- Mx = Coppia concentrata rotazione attorno all'asse X
- My = Coppia concentrata rotazione attorno all'asse Y
- Mz = Coppia concentrata rotazione attorno all'asse Z

Nodo	CdC	Fx (daN)	Fy (daN)	Fz (daN)	Mx (daNm)	My (daNm)	Mz (daNm)
2	2	0.	0.	-1614.00	0.	0.	0.
2	3	0.	873.0000	0.	-1485.00	0.	0.

Al fine di rendere più agevole la lettura dei dati di calcolo e verifica effettuati, si riportano di seguito alcune immagini utili alla comprensione del modello effettuato.

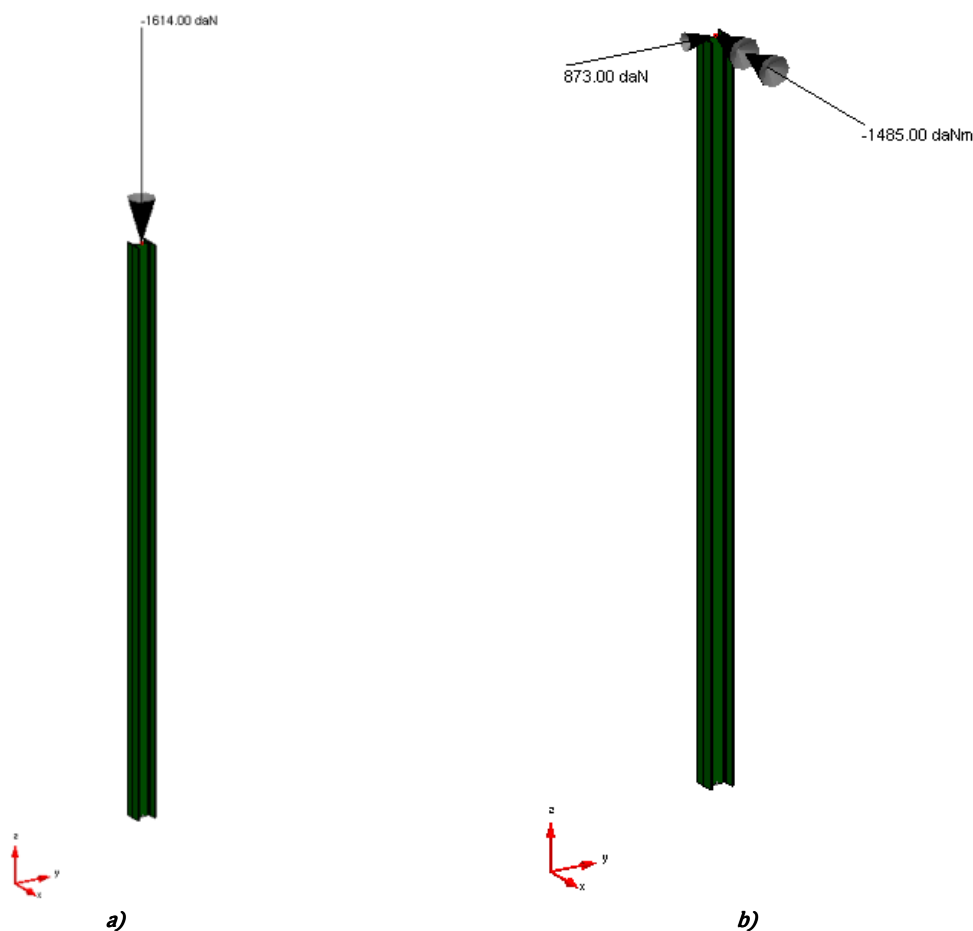


Figura 21 Sollecitazioni alla testa del palo derivanti dall'azione del vento sui montanti in acciaio

2.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico

La verifica degli elementi strutturali che costituiscono la struttura in oggetto della presente relazione è stata effettuata mediante calcoli manuali ad eccezione della modellazione tridimensionale ad elementi finiti dei plinti circolari dei pali di fondazione costituiti da profilati in acciaio battuti in opera sul rilevato stradale.

Per quanto riguarda i calcoli manuali, la verifica allo stato limite di ultimi è fatta in termini di resistenza. Per gli stati limite ultimi, la combinazione fondamentale delle azioni è:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q_{k1} + \gamma_Q \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_Q \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 sono i pesi propri degli elementi strutturali;
- G_2 sono i pesi propri degli elementi non strutturali;
- Q_i sono i carichi variabili;
- γ_i sono i coefficienti parziali per le azioni;
- ψ_{ij} sono i coefficienti di combinazione per le azioni.

Nel caso specifico il montante è soggetto alla sola azione orizzontale del vento da considerare come carico variabile sfavorevole, per cui $\gamma_Q = 1.50$.

La verifica allo stato limite di esercizio, sempre relativamente ai calcoli manuali, è fatta in termini di deformabilità del montante in acciaio considerando sempre lo schema di mensola incastrata alla base del montante.

La combinazione frequente delle azioni per gli stati limite di esercizio reversibili è:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nel caso specifico il montante è soggetto alla sola azione orizzontale del vento da considerare come carico variabile sfavorevole, per cui $\psi_{11} = 0.20$.

La combinazione caratteristica delle azioni per gli stati limite di esercizio irreversibili è invece:

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Di seguito, invece, si illustrano le principali combinazioni fra le differenti CdC elementari ottenute dal programma di calcolo; si avrà un solo inviluppo che massimizza l'azione del vento.

DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI STATICHE

Il peso proprio degli Elementi tipo Beam e tipo Shell viene calcolato automaticamente in base alle caratteristiche dei materiali, alla geometria degli elementi e ai seguenti parametri:

- CdC = Numero Condizione di Carico Elementare
 mltX = Moltiplicatore del peso proprio in direzione X Globale
 mltY = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Y Globale
 mltZ = Moltiplicatore del peso proprio in direzione Z Globale
 Tipo = Tipo di Condizione di Carico (St = Statico, StEq = Sismico Statico Equivalente)
 ψ_0, ψ_1, ψ_2 = coefficienti di combinazione
 ψ_{2s} = coefficiente di combinazione sismica
 ϕ = coefficiente per calcolo masse

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{2s}	ϕ
Permanenti strutturali	1	0	0	-1	Permanente (St)	1	1	1	1	1
Permanenti NON strutturali	2	0	0	0	Permanente non strutt. (St)	1	1	1	1	1
Vento	3	0	0	0	Vento (St)	0.6	0.2	0	0	0

COMBINAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI - SLU

Descrizione inviluppo "~SL08 STR SLV"

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL08 STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo "~SL08 Elevazione STR SLV"

Descrizione involuppo "~SL08 Elevazione STR SLV_1":

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Perm. Strutturali	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Perm. NON Strutturali	Variabile		0	1.5
CdC elem. 3St	Vento	Var.non Contemp.	3	0	1.5

2.8 Principali risultati

2.8.1 Risultati dell'analisi lineare statica

E' stata eseguita una ANALISI LINEARE STATICA.

2.8.2 Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Di seguito si riportano le rappresentazioni delle configurazioni deformate del palo in acciaio di fondazione relative alle singole condizioni di carico (amplificate per facilitarne la visualizzazione di 10 volte per le CdC statiche).

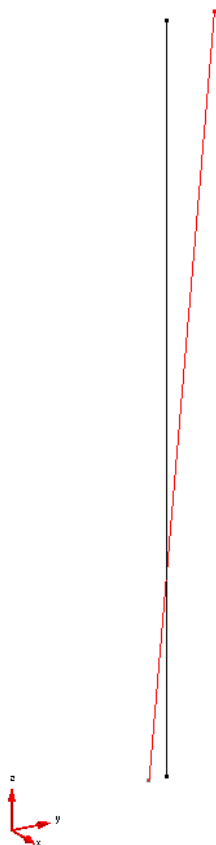


Figura 22- Deformata del palo in acciaio di fondazione sotto il peso delle azioni variabili (Vento)

2.8.3 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative

SOLLECITAZIONI BEAM

Per ciascuna Condizione di Carico Elementare Statica, Condizione Sismica, Combinazione di Carico per Analisi Non Lineare vengono riportate le sollecitazioni di ciascun elemento tipo Beam ad inizio e fine Beam

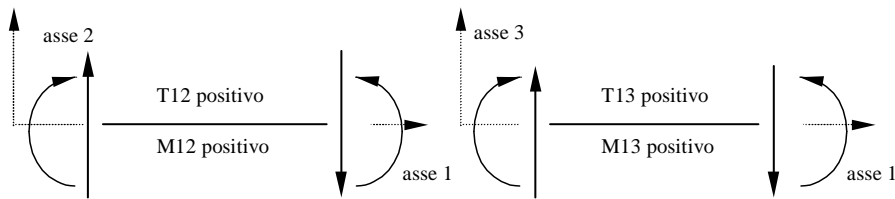


Figura 23-Convenzioni di segno - sollecitazioni Beam

- Beam = Numero dell'Elemento Beam
- CdC = Condizione di Carico (S = Statico, D = Dinamico, N = Non Lineare)
- N = Sforzo assiale (positivo se di trazione)
- T2 = Taglio nella direzione 2
- T3 = Taglio nella direzione 3
- MT = Momento Torcente
- M2 = Momento attorno all'asse 2
- M3 = Momento attorno all'asse 3
- QW2 = Carico di Winkler asse 2
- QW3 = Carico di Winkler asse 3
- P2 = Pressione di Winkler asse 2
- P3 = Pressione di Winkler asse 3

Beam: 1	CdC	N (daN)	T2 (daN)	T3 (daN)	MT (daNm)	M2 (daNm)	M3 (daNm)
Reazioni Winkler							
		QW2 (daN/m)	QW3 (daN/m)	P2 (kg/cm ²)	P3 (kg/cm ²)		
Inizio Asta	1S	-98.6473	0.	0.	0.	0.	0.
Fine Asta	1S	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Inizio Asta	2S	-1614.00	0.	0.	0.	0.	0.
Fine Asta	2S	-1614.00	0.	0.	0.	0.	0.
Inizio Asta	3S	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Fine Asta	3S	0.	0.	-873.000	0.	1485.000	0.

Nelle immagini successive si riportano, in forma grafica, le rappresentazioni delle caratteristiche di sollecitazione per i pali in acciaio di fondazione nella combinazione delle azioni allo SLV.

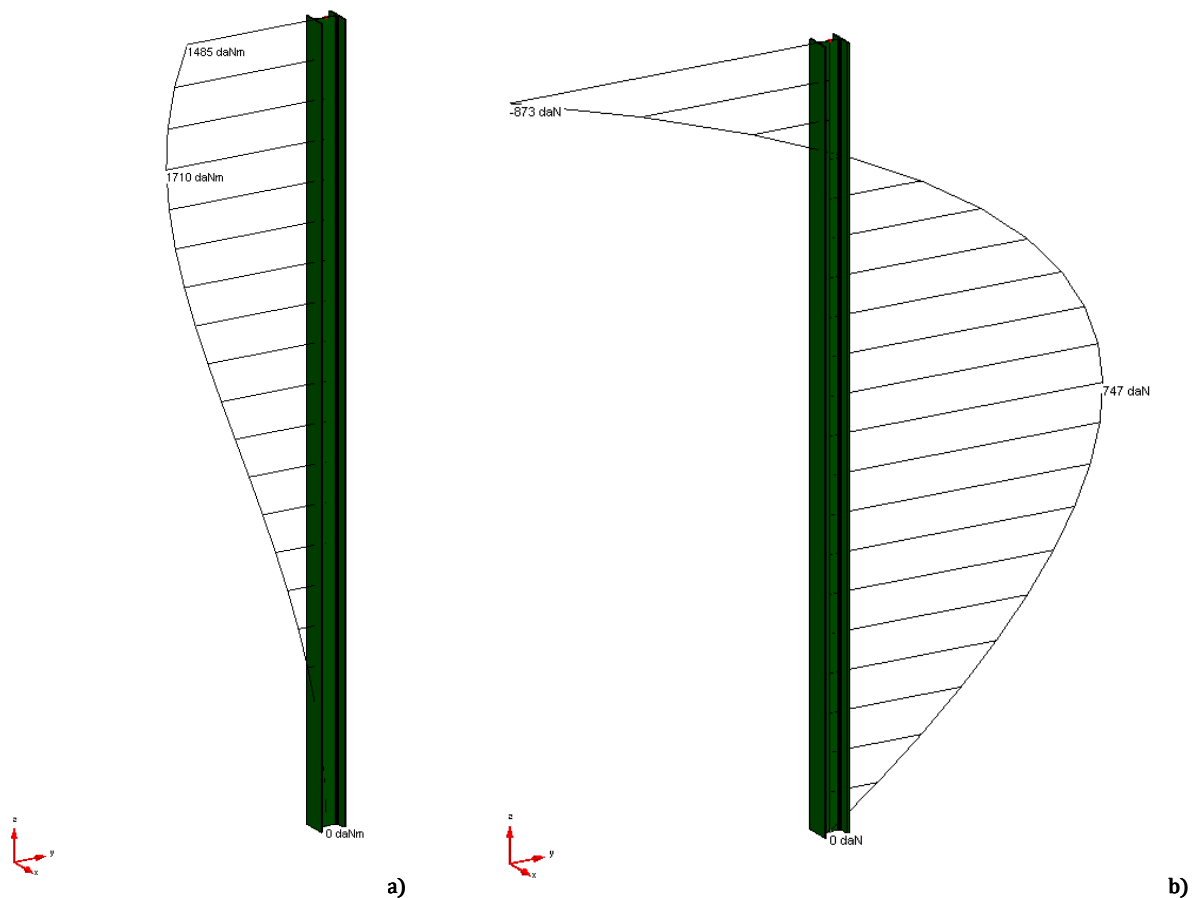


Figura 24-Sollecitazione massima a) flettente [daNm]; b) taglianti [daN]e sul palo di fondazione agli SLV

2.9 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati ottenuti dalla realizzazione del modello ad elementi finiti predisposto sono stati analizzati e confrontati con quelli ottenuti da controlli e calcolazioni eseguite con metodi tradizionali semplificati utilizzati in fase di predimensionamento dei vari elementi strutturali. In particolare l'attendibilità dei risultati ottenuti è confermata anche da controlli e verifiche incrociate effettuate sia in fase preliminare che in fase di analisi dei dati ottenuti dall'elaborazione numerica.

A questo proposito si ritiene opportuno segnalare:

- controllo sui carichi applicati in automatico dal programma di calcolo;
- predimensionamento con verifiche e controlli secondo il metodo delle tensioni ammissibili e ricorso a formule "storiche" di calcolo di comprovata validità;

Alla luce di tali considerazioni, consapevoli delle scelte effettuate in fase di modellazione ed alla luce delle disposizioni indicate all'interno della Normativa Tecnica attualmente vigente, si ritiene ragionevole affermare l'attendibilità e la completezza dei risultati ottenuti in relazione anche all'importanza dell'opera in progetto.

Qualora tuttavia, in corso d'opera, dovessero manifestarsi delle situazioni difformi rispetto a quanto fino ad ora ipotizzato, tali da modificare il comportamento globale del complesso e/o locale di alcuni elementi strutturali, sarà opportuno procedere alla esecuzione di ulteriori controlli e/o verifiche allo scopo di evitare l'abbassamento del livello di sicurezza della costruzione.

2.10 Verifiche agli stati limite ultimi

La pressione esercitata dal vento sul montante in acciaio è:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove:

q_b = pressione cinetica di riferimento = 39.1 daN/m²;

c_e = coefficiente di esposizione = 1.63;

c_p = coefficiente di forma 0.80+0.40 = 1.20 (avendo la parete un'inclinazione sull'orizzontale pari a 90° e considerando la parete sopravento e sottovento);

c_d = coefficiente dinamico=1.

La pressione del vento risulta costante per una quota inferiore a $z_{min} = 8.00$ m dal piano campagna e pari a 77.60 daN/m² come riportato in Figura 18. A favore di sicurezza si considera agente sui montanti una pressione uniformemente distribuita pari alla stessa alla quota $z = z_{min} = 8$ m.

VERIFICA DEL MONTANTE IN ACCIAIO

I pannelli fonoassorbenti vengono infilati in profili metallici del tipo HEA160 di altezza pari a $h = 2.5$ m posizionati ad un passo $i = 3$ m.

Lo schema statico considerato è quello di mensola soggetta alla forza orizzontale del vento.

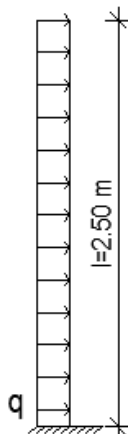


Figura 25-Schema statico

dove:

$$q = p i = 77.6 \cdot 3 = 232.8 \text{ daN/m}$$

Verifica agli stati limite ultimi

Per gli stati limite ultimi, la combinazione fondamentale delle azioni è:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_Q\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_Q\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 sono i pesi propri degli elementi strutturali;
- G_2 sono i pesi propri degli elementi non strutturali;
- Q_i sono i carichi variabili;
- γ_i sono i coefficienti parziali per le azioni;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per le azioni.

Nel caso specifico il montante è soggetto alla sola azione orizzontale del vento da considerare come carico variabile sfavorevole, per cui $\gamma_Q = 1.50$

Il carico agente di progetto è quindi

$$q_d = 1.50 q = 1.50 \cdot 232.8 = 349.2 \text{ daN/m}$$

Considerando l'altezza delle barriere antirumore oggetto della presente relazione ($h = 2.5$ m), le sollecitazioni di calcolo agenti alla base del montante HEA160 risultano:

$$M_{Ed} = q_d l^2 / 2 = 349.2 \cdot 2.5^2 / 2 = 1092 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = q_d l = 349.2 \cdot 2.5 = 873 \text{ daN}$$

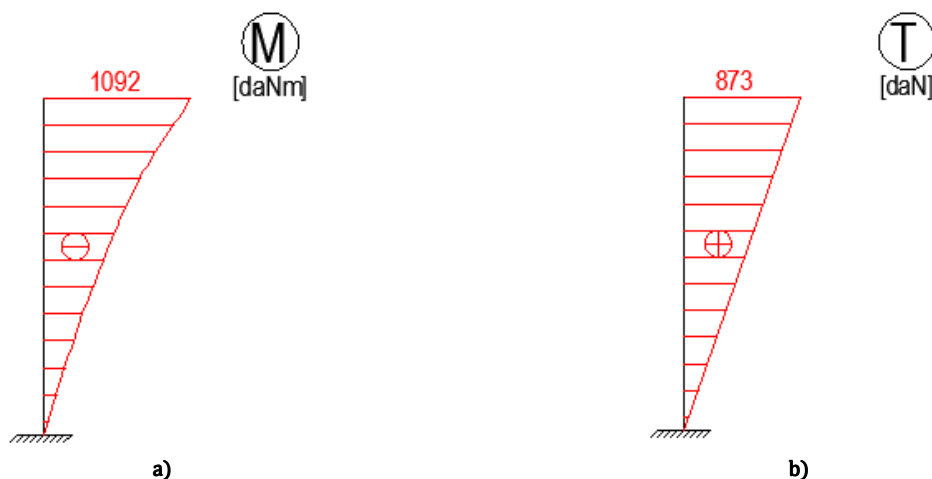


Figura 26-Sollecitazione sul montante in acciaio agli SLV a) momento flettente; b) taglio

Verifica a flessione retta

La sezione del profilo in acciaio è verificata allo stato limite ultimo per flessione retta se:

$$M_{Ed} / M_{c, Rd} < 1$$

dove $M_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione.

Il profilo tipo HEA160 si classifica come sezione di classe 1 e 2 per la quale

$$M_{c, Rd} = M_{pl, Rd} = (W_{pl,x} f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

dove:

$W_{pl,x}$ è il modulo di resistenza plastico della sezione = 245.15 cm³;

γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature = 1.05

$$\Rightarrow M_{c, Rd} = (245.15 * 2750) / 1.05 = 6421 \text{ daNm}$$

La verifica a flessione retta risulta essere soddisfatta essendo:

$$M_{Ed} / M_{c, Rd} = 1092 / 6421 = 0.17 < 1$$

Verifica a taglio

La sezione del profilo in acciaio è verificato allo stato limite ultimo per taglio se:

$$V_{Ed} / V_{c, Rd} < 1$$

dove $V_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio della sezione, che in assenza di torsione vale

$$V_{c, Rd} = (A_v * f_{yk}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

Per il profilo tipo HEA160 caricato nel piano dell'anima si assume:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo = 38.7718 cm²;

b è la larghezza delle ali = 16 cm;

t_f è lo spessore delle ali = 0.9 cm;

t_w è lo spessore dell'anima = 0.6 cm;

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala = 1.5 cm

$$\Rightarrow A_v = 37.8818 - 2 * 16 * 0.9 + (0.6 + 2 * 1.5) * 0.9 = 12.3218 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{c, Rd} = (12.3218 * 2750) / (\sqrt{3} * 1.05) = 18632 \text{ daN}$$

La verifica a taglio risulta essere soddisfatta essendo:

$$V_{Ed} / V_{c, Rd} = 873 / 18632 = 0.05 < 1$$

Dal momento che $V_{Ed} = 873 \text{ daN} < 0.5 V_{c, Rd} = 9315 \text{ daN}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL MONTANTE IN ACCIAIO AL PLINTO IN C.A.

Il montante in acciaio viene fissato al plinto in c.a. nel caso di fondazioni da realizzare mediante una piastra 400x400 mm dello spessore di 20 mm ancorata al medesimo con n. 4 barre filettate M20 classe 8.8 (L=800). Si riportano di seguito le verifiche eseguite sui collegamenti di base.

Verifica a taglio e a trazione

Ai fini della verifica del vincolo del montante metallico al plinto in c.a. si considerano le sollecitazioni massime alla base del montante

$$M_{Ed} = 1092 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Per la verifica delle piastre di base si è provveduto a creare una sezione equivalente attraverso l'uso degli elementi T-stub come definito nella UNI EN 1993-1-8:2005 in modo da poter valutare l'entità delle compressioni indotte dalla piastra di base al calcestruzzo della fondazione e inserendo i tirafondi al fine di valutare il loro contributo a trazione. Per determinare l'impronta effettivamente reagente sul calcestruzzo e le compressioni indotte si può considerare una zona di contatto supplementare c come da Figura 7.

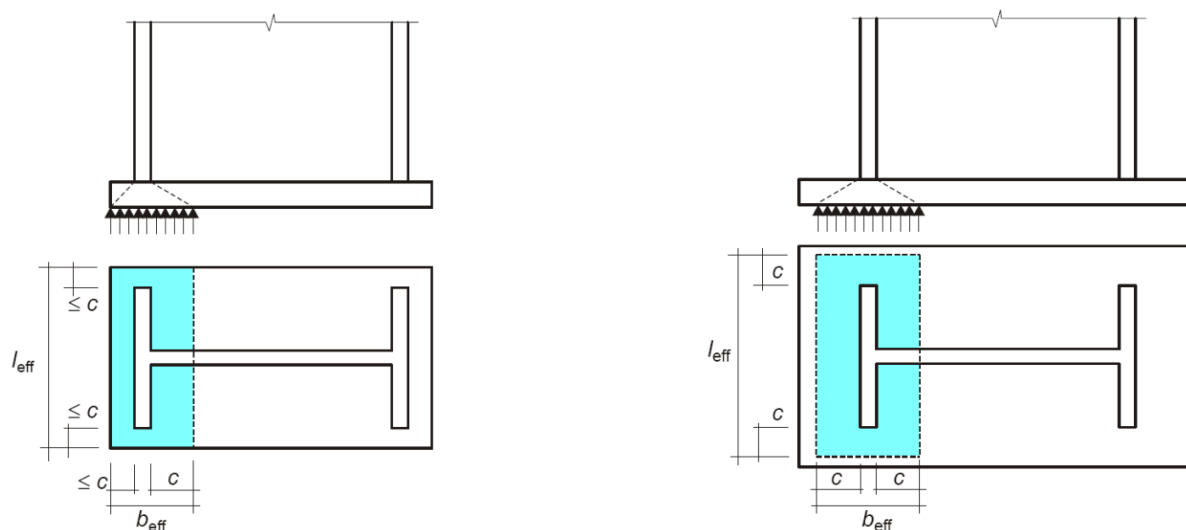


Figura 27-Zona di contatto supplementare c (UNI EN 1993-1-8:2005)

Il valore di della zona di contatto supplementare c può essere calcolato con la seguente formulazione:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yk}}{3f_{j,d}\gamma_{M0}}}$$

dove:

t = spessore della piastra di base;

f_{yk} = tensione di snervamento dell'acciaio;

$f_{j,d}$ = capacità portante di design del giunto;

γ_{M0} = coefficiente per le verifiche di resistenza = 1.05.

Il valore di $f_{j,d}$ deve essere calcolato in funzione dell'area effettiva reagente, e può essere determinato mediante la formulazione:

$$f_{j,d} = \beta_j f_{Rd,u}$$

in cui β_j viene convenzionalmente assunto pari a 2/3 per tener conto della minor resistenza della malta di rinzafo.

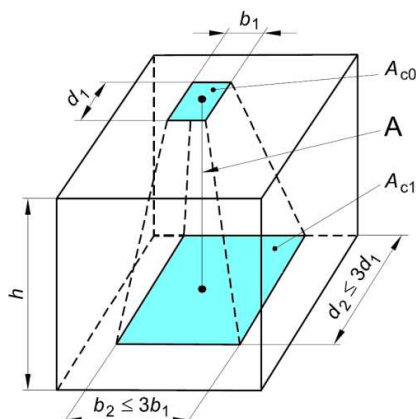


Figura 28-Distribuzione delle tensioni nel mezzo (UNI EN 1993-1-8:2005)

$f_{Rd,u}$ viene valutato in funzione delle pressioni localizzate indotte dalla distribuzione delle azioni nel calcestruzzo con la seguente formula:

$$f_{Rd,u} = f_{c,d} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 f_{c,d} \sqrt{A_{c0}}$$

Dove A_{c0} è l'area caricata e A_{c1} l'area che si ottiene per diffusione della forza in direzione di A con angolo di 27°, per cui il valore di $f_{Rd,u}$ assume il valore massimo di:

$$f_{Rd,u} = 3 f_{c,d}$$

da cui:

$$f_{j,d} = 3 \beta_j f_{c,d}$$

Nel caso oggetto della presente relazione, con una piastra di base di spessore $t = 20$ mm e utilizzando un calcestruzzo C25/30, otteniamo:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 f_{j,d} \gamma_{M0}}} = 20 \sqrt{\frac{275}{3 * 28 * 1.05}} = 35 \text{ mm}$$

E' sempre bene che la larghezza della piastra sia tale da permettere lo sviluppo completo della zona di contatto supplementare c .

La resistenza a compressione $F_{C,Rd}$ dell'elemento T-stub posto al di sotto dell'ala compressa si calcola come:

$$F_{C,Rd} = [(b_c + 2c) * (t_c + 2c)] f_{jd} = 48944 \text{ daN}$$

Dove:

b_c = larghezza della colonna = 160 mm;

t_c = spessore dell'anima della colonna = 6 mm.

La resistenza a trazione, dell'elemento T-stub equivalente che modella la piastra inflessa nervata, invece nel caso di 4 tirafondi e piastra di base irrigidita, può essere ricavata considerando percorsi di snervamento circolari o non circolari secondo la Figura 9.

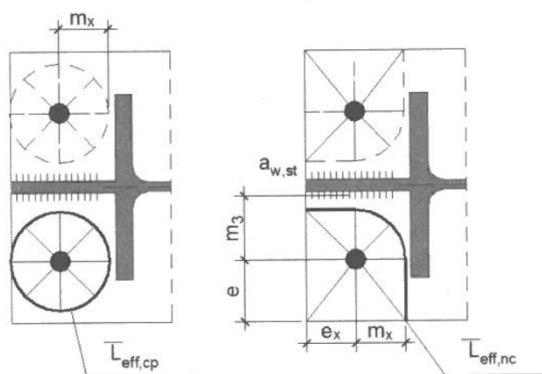


Figura 29-Percorsi di snervamento (UNI EN 1993-1-8:2005)

Lunghezza efficace per percorso di snervamento circolare:

$$\bar{L}_{eff,cp} = 2 \pi m_3 = 33.3 \text{ mm}$$

Lunghezza efficace per percorso di snervamento non circolare:

$$\bar{L}_{eff,np} = \bar{\alpha} m_3 - (2 m_3 + 0.625 e) + e_x = 50.3 \text{ mm}$$

Il coefficiente di irrigidimento $\bar{\alpha}$ si ricava dalla Figura 10 seguente previa valutazione dei coefficienti λ_1 e λ_2 :

$$\lambda_1 = \frac{m_3}{m_3} + e = 0.14$$

$$\lambda_2 = \frac{m_x}{m_3} + e = 2.3$$

Dove:

$$m_3 = \frac{b_p - t_{st}}{2} - e - 0.8 a_{w,st} \sqrt{2} = 8 \text{ mm}$$

$$m_x = \frac{h_p - h_c}{2} - e_x - 0.8 a_{w,f} \sqrt{2} = 131 \text{ mm}$$

Con:

b_p = larghezza della piastra di base = 400 mm;

h_p = altezza della piastra di base = 20 mm;

h_c = altezza della colonna = 152 mm;

t_{st} = spessore dell'irrigidimento = 6 mm;

e = distanza del foro dal bordo libero verticale = 50 mm;

e_x = distanza del foro dal bordo libero orizzontale = 50 mm;

$a_{w,f}$ = altezza di gola della saldatura tra ala della colonna e piastra di base = 14.1 mm;

$a_{w,st}$ = altezza di gola della saldatura tra irrigidimento e piastra di base = 14.1 mm.

I valori dei coefficienti λ_1 e λ_2 per il caso in esame cadono al di fuori del grafico, a favore di sicurezza si assume $\bar{\alpha}=8$.

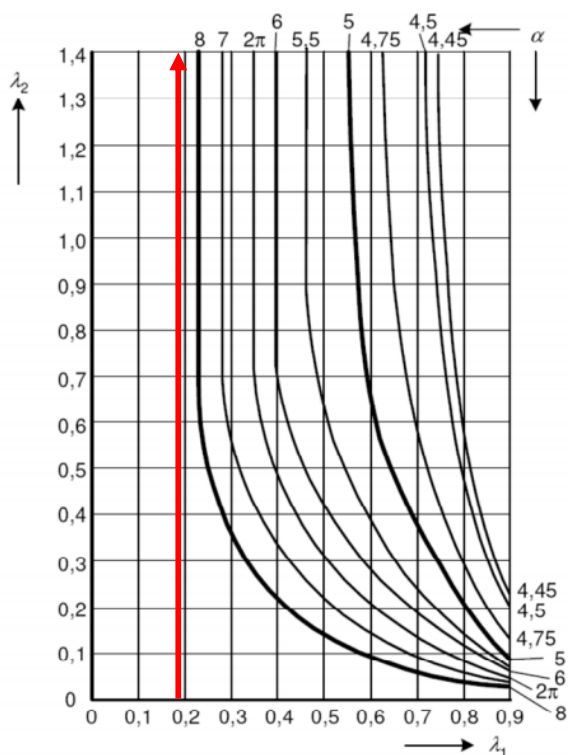


Figura 30-Grafico per la determinazione del parametro di irrigidimento α (UNI EN 1993-1-8:2005)

La lunghezza efficace dell'elemento T-stub da assumere nel calcolo è il minimo tra i valori appena calcolati:

$$\bar{L}_{eff} = \min[\bar{L}_{eff,cp}; \bar{L}_{eff,np}] = 33.3 \text{ mm}$$

Il momento plastico della piastra di base $\bar{M}_{pl,L,Rd}$ riferito alla fila esterna di tirafondi risulta:

$$\bar{M}_{pl,L,Rd} = \frac{0.25 \bar{L}_{eff} t_p^2 f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 49 \text{ dNm}$$

Dove:

t_p = spessore della piastra di base = 20 mm;

f_{yk} = tensioni di snervamento dell'acciaio della piastra = 275 N/mm².

La resistenza a trazione dell'elemento T-stub equivalente che modella la piastra inflessa nervata risulta, quindi, il minore tra:

$$\bar{F}_{T,Rd} = \min[\bar{F}_{T,Rd,1-2}; F_{T,Rd,3}] = 12246 \text{ daN}$$

Dove:

$$\bar{F}_{T,Rd,1-2} = \frac{2 \bar{M}_{pl,L,Rd}}{m_3} = 12246 \text{ daN}$$

$$F_{T,Rd,3} = n_{b,riga} F_{t,anchor,Rd} = 2 F_{t,anchor,Rd} = 26992 \text{ daN}$$

Con:

$n_{b,riga}$ = numero di tirafondi appartenenti alla riga considerata = 2 nel caso in esame.

La resistenza di progetto dell'ancoraggio privo della piastra di bloccaggio $F_{t,anchor,Rd}$ sopra citata risulta pari a:

$$F_{t,anchor,Rd} = \min[F_{t,Rd}; F_{t,bond,Rd}] = 13496 \text{ daN}$$

Dove:

$$F_{t,Rd} = \text{resistenza a trazione del singolo tirafondo} = \frac{0.9 A_s f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 14112 \text{ daN}$$

Con:

f_{tb} = resistenza a trazione del bullone che per una barra filettata classe 8.8 è pari a 8000 N/mm²;

γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni = 1.25.

$F_{t,bond,Rd}$ = resistenza per aderenza acciaio – calcestruzzo del tirafondo = $\pi d L_b f_{bd}$ = 13496 daN

Con:

d = diametro del gambo del tirafondo = 20 mm;

L_b = lunghezza del bullone = 800 mm;

f_{bd} = resistenza per aderenza acciaio calcestruzzo delle barre lisce = 2.685 N/mm².

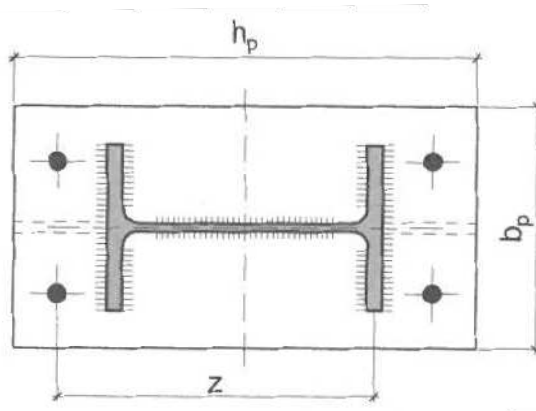


Figura 31-Braccia per la determinazione della resistenza a flessione del collegamento (UNI EN 1993-1-8:2005)

Infine, il momento resistente del collegamento per pura flessione $M_{0,Rd}$ si determina con riferimento alla distanza “z” tra le righe di tirafondi tesi e il centro di compressione considerato agente nel baricentro dell’ala compressa della colonna. Sotto queste ipotesi, si ottiene:

$$M_{0,Rd} = \min[\bar{F}_{T,Rd} z; |F_{C,Rd}| z] = [26992 * 0.2215; 48944 * 0.2215] = 2713 \text{ daNm} \geq 1092 \text{ daNm} = M_{Ed}$$

Poiché i fori della piastra di base sono sovradimensionati non è ipotizzabile che il contatto tra i tirafondi e la piastra avvenga contemporaneamente per tutti e 4 i bulloni. Ai fini del calcolo della resistenza a taglio del collegamento si considereranno quindi agenti per contatto solo 2 tirafondi alla volta dei 4 totali. L’Eurocodice consiglia di considerare come resistenza a taglio di un tirafondo la minore tra la resistenza per rottura a taglio in analogia a quella dei bulloni, che per una barra filettata classe 8.8 è pari a:

$$\frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 9408 \text{ daN}$$

E dall’altra parte valutare anche:

$$\frac{\alpha_{bc} f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 3846 \text{ daN}$$

Con $\alpha_{bc} = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$.

dove:

f_{yb} è la tensione di snervamento = 649 N/mm²;

f_{tb} è la tensione di rottura = 800 N/mm²;

A_{res} è l’area resistente della barra filettata = 2.45 cm² per barre filettate M20;

La resistenza a taglio del tirafondo è quindi pari a $F_{v,Rd} = 3846$ daN.

Considerando agenti per contatto solo 2 tirafondi alla volta dei 4 totali sui bulloni si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$F_{v,Ed} = \frac{873 \text{ daN}}{2} = 436.5 \text{ daN}$$

e

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2z} = \frac{1092 \text{ daNm}}{2 * 0.2215 \text{ m}} = 2465 \text{ daN}$$

con riferimento alla distanza "z" tra le righe di tirafondi tesi e il centro di compressione considerato agente nel baricentro dell'ala compressa della colonna.

Se taglio e trazione sono presenti contemporaneamente, come nel caso in esame, la verifica si effettua combinandoli secondo i metodi previsti per i bulloni:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \frac{F_{t,Rd}}{2}} \leq 1 \rightarrow \frac{436.5}{3846} + \frac{2465}{1.4 * 13496} = 0.24 \leq 1$$

VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL MONTANTE IN ACCIAIO AL MANUFATTO IN C.A. ESISTENTE

Il montante in acciaio viene fissato alla soletta in c.a. esistente del sovrappasso mediante una piastra 400x300 mm dello spessore di 20 mm ancorata alla medesima con n. 4 barre filettate M20 (L=400 mm) classe 8.8 infisse con ancorante chimico tipo HILTI HIT-HY 200-A (o similari) per una profondità minima di 30 cm.

Verifica ancoranti chimici a carico combinato di trazione e taglio

Ai fini della verifica del vincolo del montante metallico al plinto in c.a. si considerano le sollecitazioni massime alla base del montante:

$$M_{Ed} = 1092 \text{ daNm}$$

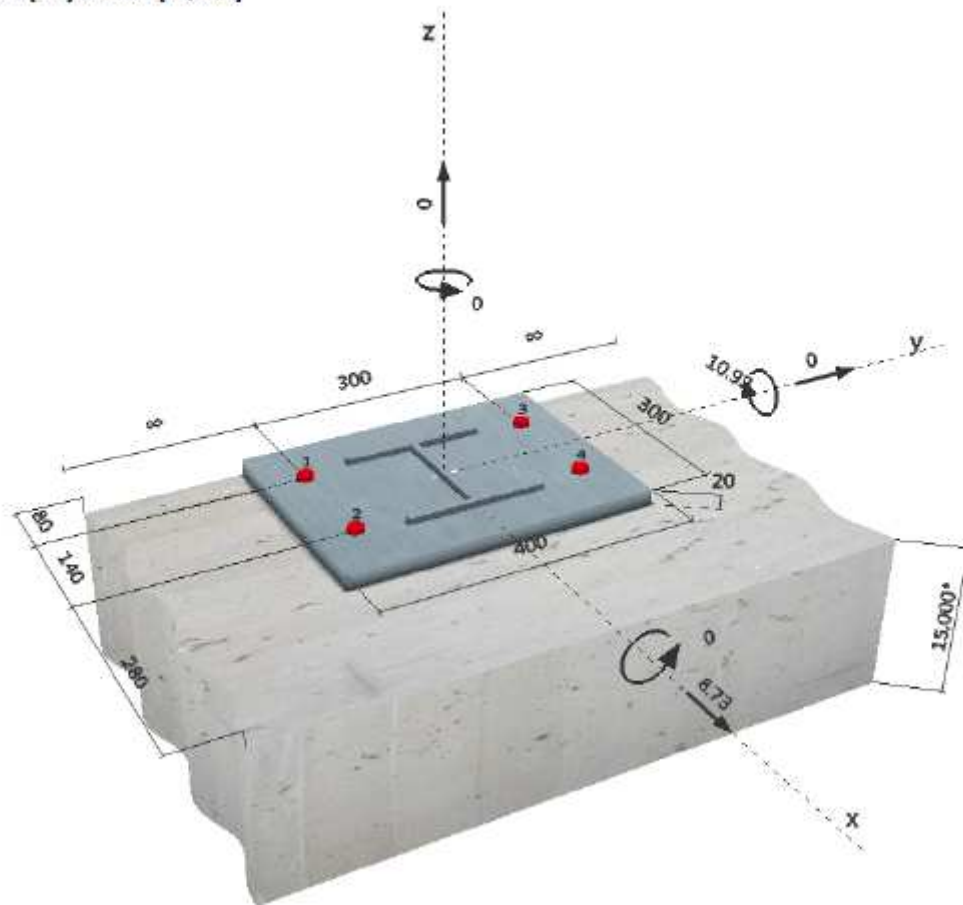
$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Le verifiche sui collegamenti di base sono eseguite col programma HILTI Profis Anchor 2.6.0.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20	
Profondità di posa effettiva:	$h_{w,eff} = 300 \text{ mm}$ ($h_{w,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 11/0493	
Emesso / Valido:	15/04/2015 15/04/2020	
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_p \times l_p \times t = 300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPBi/HEA; (L x W x T x FT) = 171 mm x 180 mm x 10 mm x 10 mm	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, $f_{cc} = 35.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 15000 \text{ mm}$; Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore. Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

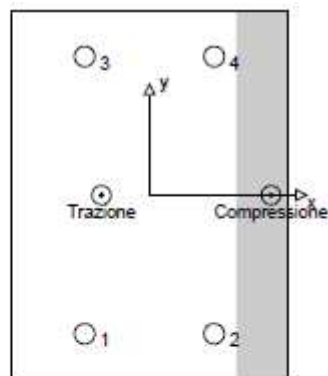
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	25.923	2.183	2.183	0.000
2	3.855	2.183	2.183	0.000
3	25.923	2.183	2.183	0.000
4	3.855	2.183	2.183	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.18 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 5.36 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-52/0): 59.554 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(131/0): 59.554 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	25.923	130.667	20	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	59.554	100.984	59	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	59.554	73.829	81	OK
Fessurazione**	59.554	177.727	34	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{t1,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{t1,s}$ [kN]	$N_{t1,s}$ [kN]
196.000	1.500	130.667	25.923

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$f_{tk,cor,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,N}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	$c_{tr,N}$ [mm]
458839	384000	18.00	620	310	80
v_{cr}	$f_{tk,cor}$ [N/mm ²]	k	$\frac{V_{td,N}}{V_{cr,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$	
1.038	8.82	2.300	1.352	1.142	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\frac{V_{wd1,N}}{V_{cr1,N}}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\frac{V_{wd2,N}}{V_{cr2,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$
52	0.857	0	1.000	0.777	1.000
$N_{td,c}^0$ [kN]	$N_{td,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{td,c}$ [kN]	N_{td} [kN]	
166.262	151.476	1.500	100.984	59.554	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
600000	810000	450	900			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\frac{V_{wd1,N}}{V_{cr1,N}}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\frac{V_{wd2,N}}{V_{cr2,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$	k_1
52	0.897	0	1.000	0.753	1.000	7.200
$N_{td,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{td,c}$ [kN]	N_{td} [kN]			
221.334	1.500	73.829	59.554			

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\frac{V_{tr,sp}}{V_{cr,sp}}$		
450000	360000	300	600	1.449		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\frac{V_{wd1,N}}{V_{cr1,N}}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\frac{V_{wd2,N}}{V_{cr2,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$	k_1
52	0.853	0	1.000	0.780	1.000	7.200
$N_{td,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{td,sp}$ [kN]	N_{td} [kN]			
221.334	1.500	177.727	59.554			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2.183	78.400	3	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	8.730	164.680	6	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	8.730	77.734	12	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{td,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{td,s}$ [kN]	V_{td} [kN]
98.000	1.250	78.400	2.183

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
600000	810000	450	900	2.000	7.200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\frac{V_{wd1,N}}{V_{cr1,N}}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\frac{V_{wd2,N}}{V_{cr2,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$	$\frac{V_{tr,N}}{V_{cr,N}}$
0	1.000	0	1.000	0.753	1.000
$N_{td,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$V_{td,c}$ [kN]	V_{td} [kN]		
221.334	1.500	164.680	8.730		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

h_w [mm]	d_{com} [mm]	k_1	α	β	
240	20.0	1.700	0.093	0.059	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
280	478800	352800			
$\frac{V_{tr,V}}{V_{cr,V}}$	$\frac{V_{tr,V}}{V_{cr,V}}$	$\frac{V_{tr,V}}{V_{cr,V}}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\frac{V_{tr,V}}{V_{cr,V}}$	$\frac{V_{tr,V}}{V_{cr,V}}$
1.000	1.000	1.000	0	1.000	1.000
$V_{td,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{td,c}$ [kN]	V_{td} [kN]		
85.917	1.500	77.734	8.730		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_u	β_v	α	Utilizzo $\beta_{N,v}$ [%]	Stato
0.807	0.112	1.500	77	OK

$$\beta_u + \beta_v \leq 1$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	=	2.855 [kN]	δ_N	=	0.011 [mm]
V_{sk}	=	3.233 [kN]	δ_V	=	0.129 [mm]
			δ_{NV}	=	0.130 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	=	2.855 [kN]	δ_N	=	0.024 [mm]
V_{sk}	=	3.233 [kN]	δ_V	=	0.194 [mm]
			δ_{NV}	=	0.196 [mm]

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Risulta necessaria un'armatura longitudinale in corrispondenza del bordo dell'elemento!

L'ancoraggio risulta verificato!

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -

Profilo: IPB/HEA; 171 x 180 x 10 x 10 mm

Diametro del foro nella piastra: $d_f = 22$ mm

Spessore della piastra (input): 20 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

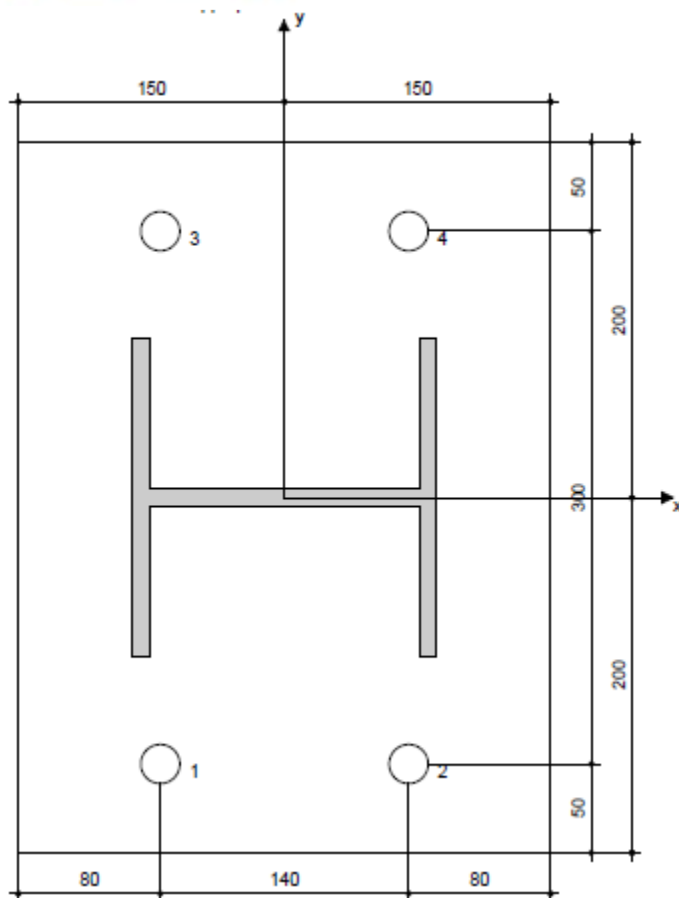
Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20

Coppia di serraggio: 0.150 kNm

Diametro del foro nel materiale base: 22 mm

Profondità del foro nel materiale base: 300 mm

Spessore minimo del materiale base: 344 mm



2.11 Verifiche agli stati limite di esercizio

La pressione esercitata dal vento sul montante in acciaio è:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove:

q_b = pressione cinetica di riferimento = 39.1 daN/m²;

c_e = coefficiente di esposizione = 1.63;

c_p = coefficiente di forma 0.80+0.40 = 1.20 (avendo la parete un'inclinazione sull'orizzontale pari a 90° e considerando la parete sopravento e sottovento);

c_d = coefficiente dinamico=1.

La pressione del vento risulta costante per una a quota inferiore a $z_{min} = 8.00$ m dal piano campagna e pari a 77.60 daN/m² come riportato in Figura 18. A favore di sicurezza si considera agente sui montanti una pressione uniformemente distribuita pari alla stessa alla quota $z = z_{min} = 8$ m.

VERIFICA DEL MONTANTE IN ACCIAIO

I pannelli fonoassorbenti vengono infilati in profili metallici del tipo HEA160 di altezza pari a $h = 2.5$ m posizionati ad un passo $i = 3$ m.

Lo schema statico considerato è quello di mensola soggetta alla forza orizzontale del vento.

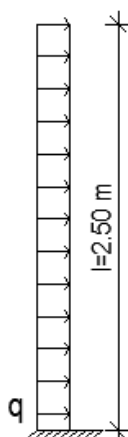


Figura 32-Schema statico

dove:

$$q = p i = 77.6 * 3 = 232.8 \text{ daN/m}$$

Verifica agli stati limite di esercizio

La verifica allo stato limite di esercizio è fatta in termini di deformabilità del montante in acciaio considerando sempre lo schema di mensola incastrata alla base del montante.

La combinazione frequente delle azioni per gli stati limite di esercizio reversibili è:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

La combinazione caratteristica delle azioni per gli stati limite di esercizio irreversibili è:

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 sono i pesi propri degli elementi strutturali;
- G_2 sono i pesi propri degli elementi non strutturali;
- Q_i sono i carichi variabili;
- Ψ_{ij} sono i coefficienti di combinazione per le azioni, nel caso specifico, per l'azione orizzontale del vento si deve considerare $\psi_{11} = 0.20$.

⇒ il carico agente è $q_{req} = 0.20 * q = 0.20 * 232.8 = 46.6$ daN/m

⇒ il carico agente è $q_{car} = q = 232.8$ daN/m

La freccia in testa al montante risulta:

$$f = (q_{car} l^4) / (8 E J)$$

dove:

$J = J_x$ è il momento di inerzia della sezione = 1672.99 cm⁴;

E è il modulo elastico dell'acciaio = 2100000 daN/cm²

Per la combinazione caratteristica delle azioni

⇒ $f = (2.328 * 250^4) / (8 * 2100000 * 1672.99) = 0.32$ cm = $1 / 1545 < 1 / 300$ → **VERIFICA SODDISFATTA**

Il valore di deformazione in testa al montante risulta ampiamente accettabile.



Figura 33-Deformazione del montante in acciaio per la combinazione caratteristica delle azioni



3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Ai sensi del paragrafo 11.1 delle NTC i materiali utilizzati devono essere identificati, qualificati e soprattutto accettati dal Direttore dei Lavori, prima della loro fornitura e posa in opera. Qualsiasi variazione delle caratteristiche tecniche minime sopra indicate, dovrà essere preventivamente concordata con la Direzione dei Lavori.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione RM allegata al presente deposito.



4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Di seguito si riporta l'elenco degli elaborati grafici allegati al presente progetto:

- Tav. 1 - Planimetria generale STATO ATTUALE con Documentazione Fotografica e STATO DI PROGETTO con indicazione degli interventi;
- Tav. S1 - Pianta, prospetto e particolari costruttivi struttura metallica barriera antirumore SU RILEVATO;
- Tav. S2 - Pianta, prospetto e particolari costruttivi struttura metallica barriera antirumore SU SOVRAPPASSO.



5 PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione PM allegata al presente deposito.

6 RELAZIONI SPECIALISTICHE

6.1 Relazione geologica

Il presente paragrafo non si ritiene necessario data la limitata importanza dell'opera e dato che le barrire su rilevato presentano fondazioni con pali in acciaio che interessano solo lo strato di rilevato stradale e non il terreno naturale per cui si sono assunti valori di resistenza del rilevato come descritto in seguito.

6.2 Relazione geotecnica

Per quanto riguarda la caratterizzazione resistenza del terreno dal punto di vista geotecnico è stato considerato il caso di rottura drenata e terreno omogeneo in quanto i rilevati stradali sono necessariamente realizzati con terreni tipo A1 o A2 (nel caso più sfavorevole ghiaia e sabbia limosa e argillosa) secondo la classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 1006).

Di seguito sono riportati valori tipici di angolo di resistenza a taglio dei terreni ϕ e peso dell'unità di volume γ (da letteratura).

Terreno	Angolo di attrito ϕ [°]
Ghiaia compatta	35
Ghiaia sciolta	34-35
Sabbia compatta	35-45
Sabbia sciolta	25-35
Argilla sabbiosa	16-28
Limo	20-27

Tabella 1- Valori tipici da letteratura di angoli di resistenza a taglio dei terreni

Terreno	Peso di volume saturo γ_s [daN/m ³]	Peso di volume secco γ_d [daN/m ³]
Ghiaia sabbiosa	2600-2700	1400-2100
Sabbia	2600-2700	1300-1800
Sabbia fine uniforme	2700	1400-1800
Limi	2700	1300-1900
Argille molli e molto molli	2600-2700	700-1100
Argille dure e molto dure	2700	1400-1800
Argille estremamente dure	2700	1900-2100

Tabella 2- Valori tipici da letteratura di angoli di peso dell'unità di volume dei terreni

A favore di sicurezza si considera un terreno tipo A2 (ghiaia e sabbia limosa e argillosa) e si assume un angolo di attrito ϕ pari a 27°, intermedio tra i valori corrispondenti ad una sabbia sciolta (25°-35°) e un limo (20-27°) e peso dell'unità di volume γ pari a 1800 daN/m³. Per una sabbia sciolta, infine, un valore tipico di costante di sottofondo di Winkler è $k_w=0.5$ daN/cm³.

Qualora tuttavia, in corso d'opera, dovessero manifestarsi delle situazioni difformi rispetto a quanto fino ad ora ipotizzato, tali da modificare il comportamento globale del complesso e/o locale di alcuni elementi

strutturali, sarà opportuno procedere alla esecuzione di ulteriori controlli e/o verifiche allo scopo di evitare l'abbassamento del livello di sicurezza della costruzione.

6.3 ES Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali

Per quello che riguarda l'accertamento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, si è deciso di eseguire solo prove non distruttive (sclerometriche) in numero tale da risultare sufficienti al fine di acquisire un idoneo livello di conoscenza (LC1) della resistenza a compressione del calcestruzzo della soletta del sovrappasso esistente.

Allo scopo è stata eseguita una campagna di indagini non distruttive mediante l'uso di sclerometro. Il D.M. del 14/01/2008 indica la soglia minima e massima di elementi da "provare" per entrare nell'ambito delle verifiche limitate, in una percentuale compresa tra il 15% ed il 35%.

Per quello che riguarda i dei dettagli costruttivi, questi sono stati ricavati da rilievo e dagli elaborati di progetto del sovrappasso esistente messi a disposizione dal committente comune di Reggio Emilia.

Sulla soletta esistente sono state eseguite quattro prove sclerometriche da quindici battute ciascuna, avendo cura di levigarne attentamente la superficie esterna per rimuovere polvere o eventuali scabrosità fonte di incertezza sui dati. La scelta dei punti da indagare è stata fatta cercando di ottenere una distribuzione dei sondaggi uniforme, nei limiti delle possibilità lasciate dalla frequente ammaloramento della superficie della soletta stessa. Per ogni pilastro è stata calcolata la media delle quindici battute e sono stati esclusi i valori che si discostano dalla media più del 5% (Tabella 4).

È stata poi ricalcolata la media dei valori così depurati per ogni elemento per poi ottenere un media degli indici di rimbalzo. Inserendo questi valori nelle curve dello sclerometro sono stati ricavati i valori di resistenza (f_{cm}) del calcestruzzo.

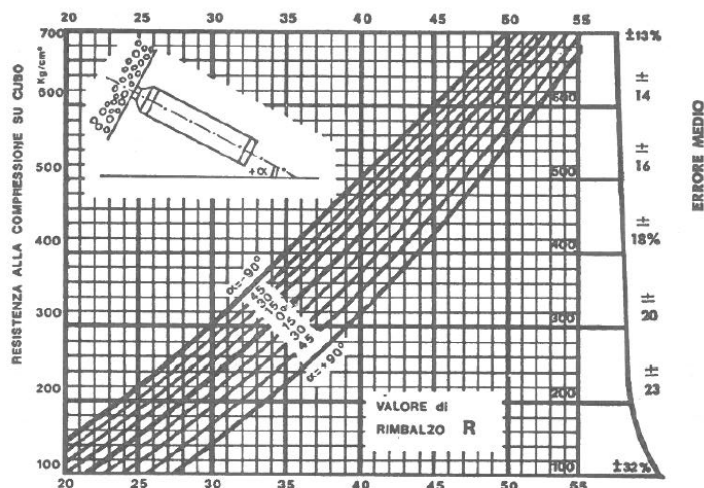


Figura 34-Curve dello sclerometro

Considerando però la mancanza di prove distruttive e l'influenza del fenomeno della carbonatazione che, in particolare in calcestruzzi vecchi, causa un indurimento della superficie e un conseguente valore più alto dell'indice di rimbalzo, è stato ritenuto ragionevole, come indicato dalle "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito

mediante prove non distruttive” del febbraio 2008, apportare una riduzione del valore ottenuto di almeno il 15%.

Di seguito sono riportate le tabelle descrittive dei sondaggi effettuati e la loro posizione in pianta.

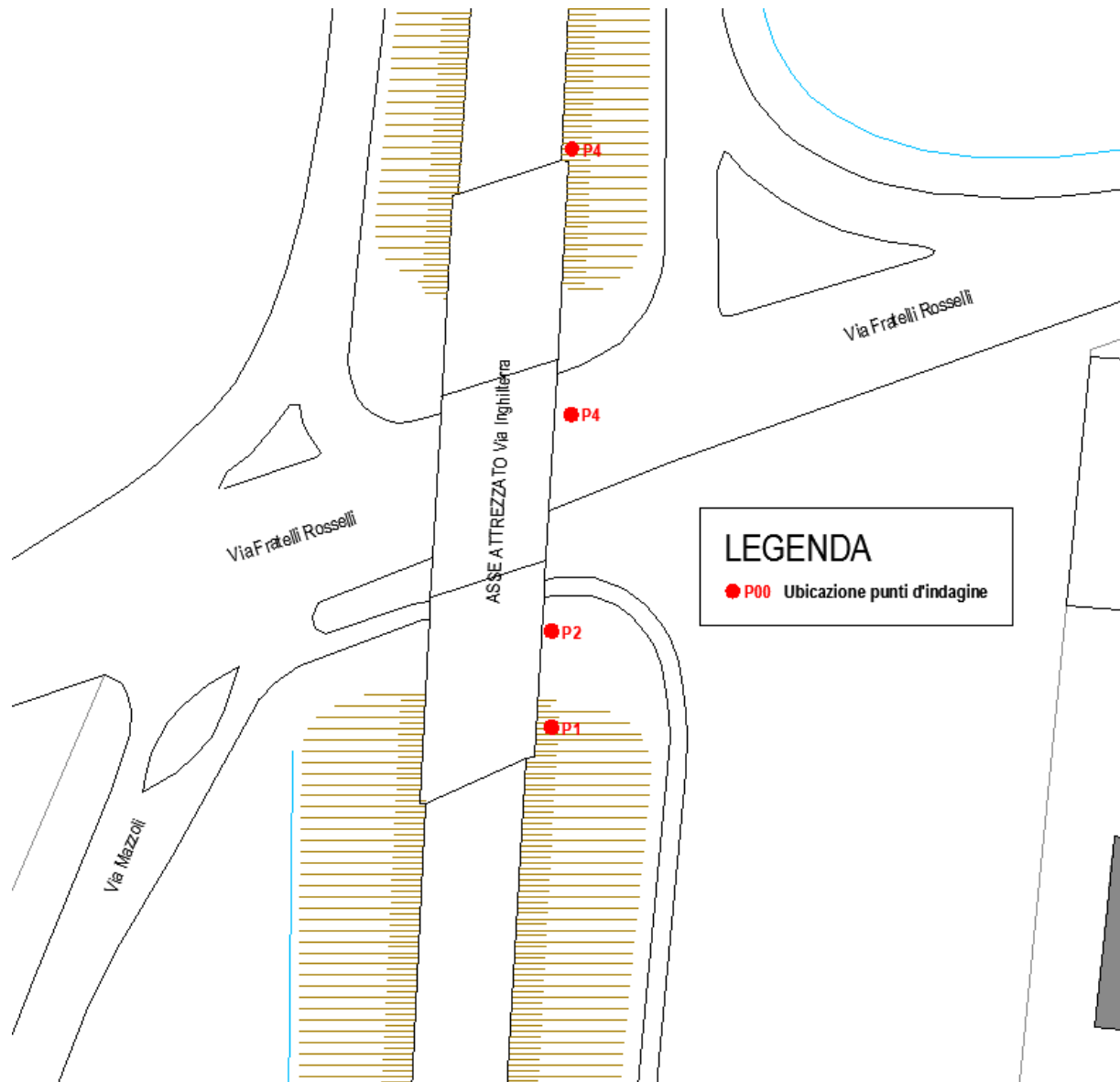


Figura 35-Ubicazione punti d'indagine su soletta sovrappasso esistente

SOLETTA LATO OVEST				
PROVA N° Battuta	P1	P2	P3	P4
1	38	43	34	50
2	35	50	40	54
3	42	41	36	51
4	42	57	40	54
5	42	39	34	49
6	45	47	39	47

LATO OVEST				
PROVA N° Battuta	P1	P2	P3	P4
1	NO	NO	NO	50
2	NO	NO	40	NO
3	42	NO	NO	51
4	42	NO	40	NO
5	42	NO	NO	49
6	NO	47	NO	NO

7	40	43	49	48
8	46	47	42	49
9	41	49	46	54
10	43	42	50	56
11	43	52	41	50
12	47	50	42	49
13	45	43	42	54
14	42	44	48	51
15	46	45	46	45

Tabella 3-Risultati campagna d'indagine con sclerometro

7	NO	NO	NO	NO
8	NO	47	42	49
9	41	NO	NO	NO
10	43	NO	NO	NO
11	43	NO	41	50
12	NO	NO	42	49
13	NO	NO	42	NO
14	42	44	NO	51
15	NO	45	NO	NO
Valore min	41	44	40	49
Valore max	43	47	42	51
R_m	42.1	45.8	41.2	49.9
Variazione [%] R_m	-6	+2	-8	+11
MEDIA	44.7			
(MEDIA-R_i)²	6.7	1.0	12.7	26.3

Tabella 4-Elaborazione risultati campagna d'indagine con sclerometro

Inserendo questi valori nelle curve dello sclerometro si ricava un valore di resistenza R_{cm} del calcestruzzo pari a 47.9 N/mm² (già decurtato di un 15% come indicato dalle "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" del febbraio 2008).

I valori di resistenza a compressione che si sono ricavati dalle prove sclerometriche risultano analoghi a quelli riportati negli elaborati di progetto del sovrappasso esistente messi a disposizione dal committente comune di Reggio Emilia nei quali si considerava un valore di R_{ck} pari a 50 N/mm².

Per ottenere un indice della significatività statistica delle prove eseguite è stato calcolato l'indice CV , dato dal rapporto tra la deviazione standard DS e il valore medio di resistenza R_m . Secondo la norma FEMA, per avere una buona attendibilità delle prove si dovrebbe ottenere un $CV < 14\%$ anche se CV è un parametro da considerarsi indicativo poiché il numero giusto di prove dipende da fattori quali il compromesso tra risorse e tempi, l'importanza dell'opera e problemi logistici. Per il caso in esame si ottiene:

$$\checkmark \quad DS = 3.95 < 20 \text{ VERIFICATO}$$

$$\checkmark \quad CV = 8.8\% < 14 \text{ VERIFICATO}$$

Vista la documentazione progettuale originaria e le prove in situ eseguite si considera un livello di conoscenza dell'edificio LC1 con un relativo fattore di confidenza pari a 1,35 per cui si ottiene una resistenza a compressione di del calcestruzzo R_c pari a

$$R_c = \frac{R_m}{FC} = \frac{47.9}{1.35} = 35.5 \text{ N/mm}^2$$

6.4 Relazione sulle fondazioni

La struttura portante è costituita da elementi montanti metallici HEA160 disposti ad interasse di 3 m a sostegno di quattro pannelli fonoassorbenti orizzontali del tipo scatolare metallico con modulo di altezza pari a 50 cm, che vengono sovrapposti per ottenere l'altezza desiderata. Alla base dei pannelli fonoassorbenti è posizionato un ulteriore pannello, in c.a. prefabbricato, con modulo di altezza sempre pari a 50 cm.

Sul RILEVATO STRADALE, l'intervento viene realizzato su un plinto circolare in c.a. gettato in opera alla base dei montanti, a sua volta ancorato a pali costituiti da profilati in acciaio HEA140 battuti in opera.

In un tratto di viabilità in cui è presente un manufatto esistente in c.a. si prevede il vincolamento dei montanti metallici direttamente al SOVRAPPASSO mediante tasselli chimici (barre filettate M20 classe 8.8 ancorate con resina tipo HILTI HIT-HY 200-A).

VERIFICA FONDAZIONE DEL MONTANTE IN ACCIAIO

Si procede di seguito alla verifica della fondazione del montante in acciaio con plinto circolare in c.a. gettato in opera ancorato a pali in acciaio interrati.

Si prevede di realizzare un plinto di fondazione a sezione circolare del diametro di 60 cm e dell'altezza di 90 cm in corrispondenza di ogni montante metallico, a sua volta vincolato a pali metallici battuti in opera del tipo HEA140.

Calcolo del plinto in c.a. di fondazione

Le azioni agenti sul plinto di fondazione sono il momento e il taglio alla base del montante metallico dovute all'azione orizzontale del vento e lo sforzo assiale di compressione dovuto al peso delle barriere antirumore. Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo e considerando le azioni alla base del montante si calcolano le azioni agenti sul plinto:

$$N_{Ed} = [P_{P,HEA160} h_{HEA160} \gamma_{G1} + (P_{P,pannello \text{ c.a.}} h_{pannello \text{ c.a.}} + P_{P,pannello \text{ fonoass.}} h_{pannello \text{ fonoass.}}) \gamma_{G2}] i = [30.4 * 2.5 * 1.3 + (300 * 0.50 + 50 * 2.50) * 1.5] * 3.00 = 1534 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1092 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

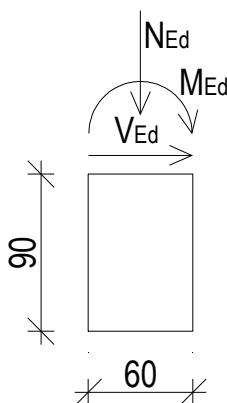


Figura 36-Azioni sul in sommità al plinto di fondazione

Riportando le azioni al baricentro della sezione del plinto, le sollecitazioni di progetto agenti sono:

$$N_{Ed} = 1534 + 2500 * (\pi * 0.30^2 / 4) * (0.90 / 2) = 1614 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1092 + 873 * 0.90 / 2 = 1485 \text{ daNm}$$

$V_{Ed} = 873$ daN

Disponendo n. 4 staffe $\varnothing 10$ incrociate in verticale e n. 6 staffe $\varnothing 10$ in orizzontale come armatura del plinto di fondazione, la verifica a flessione allo stato limite ultimo della sezione in c.a. condotta con il programma di calcolo automatico CMP porta al seguente risultato:

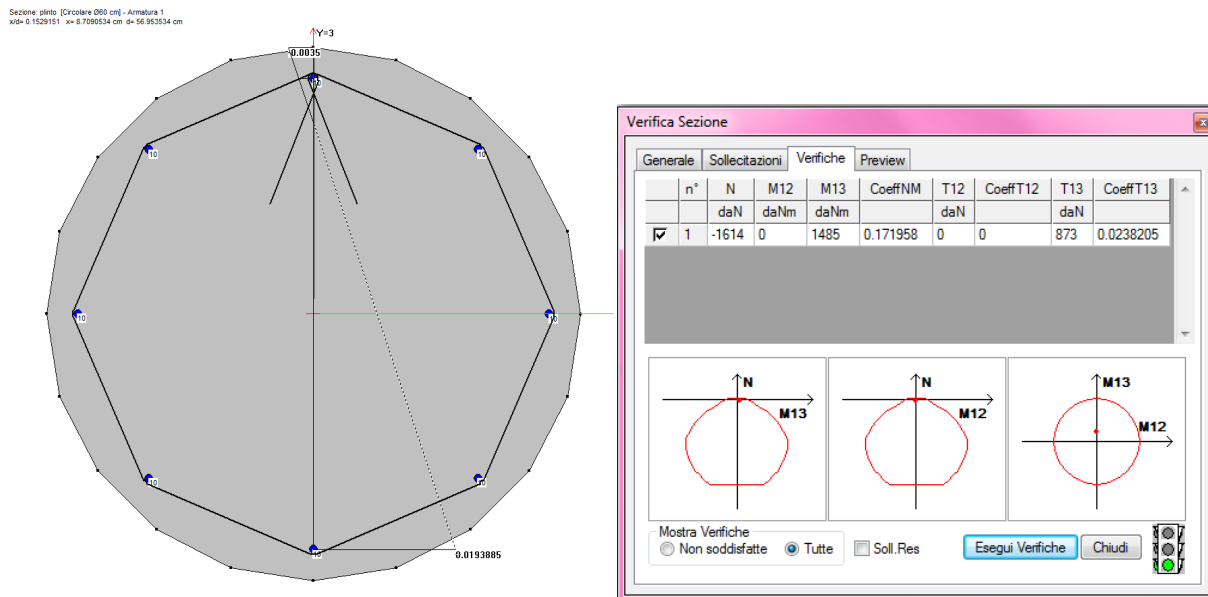


Figura 37- Verifica a pressoflessione (NM) e taglio (T13) della sezione del plinto nel programma di calcolo CMP

La sezione risulta verificata essendo i coefficienti NM e T sono minori dell'unità.

Calcolo del palo di fondazione HEA140

Di seguito si riporta il calcolo della lunghezza minima di infissione e la verifica del palo in acciaio nel caso di palo soggetto in testa ad un'azione orizzontale $H = V_{Ed}$ con eccentricità e rispetto alla testa del palo in terreno di tipo incoerente.

Il calcolo del carico limite per azioni orizzontali di un palo di fondazione e il conseguente dimensionamento della lunghezza minima d'infissione sono stati eseguiti secondo la teoria di Broms. La teoria di Broms (1964) si applica sotto le seguenti ipotesi:

- Modellazione del terreno con comportamento di tipo rigido-plastico;
- Palo verticale;
- Terreno omogeneo;
- Comportamento del palo di tipo rigido-plastico.

Broms, quindi, assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento del palo e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Assume inoltre che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente, e che il valore della risultante p_d delle azioni sul palo sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo stesso, misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

In presenza di forze orizzontali, a differenza di quanto avviene nello studio del carico limite per azioni verticali, la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa, in quanto il regime di

sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso di quello di sforzo normale che consegue all'applicazione di forze verticali.

Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè assume che le rotazioni del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore M_p , di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", e cioè la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno è stato considerato il caso di rottura drenata e terreno omogeneo in quanto i rilevati stradali sono necessariamente realizzati con terreni tipo A1 o A2 (nel caso più sfavorevole ghiaia e sabbia limosa e argillosa) secondo la classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 1006).

Data l'assenza di cordoli di collegamento si ipotizza che il palo sia libero di ruotare in testa.

Per pali in terreni incoerenti e liberi di ruotare in Broms propone pertanto di assumere come distribuzione della pressione esercitata dal terreno sul palo e sollecitazione i diagrammi riportati in Figura 14, rispettivamente nei casi di "palo corto" e "palo lungo".

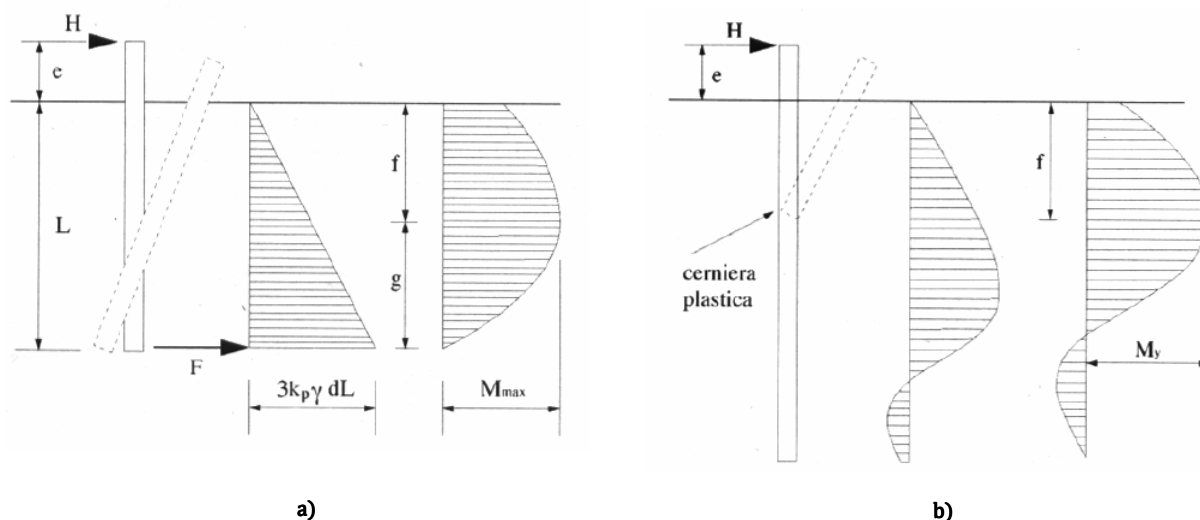


Figura 38- Pressione del terreno e diagramma della sollecitazione flettente per pali liberi di ruotare in testa in terreni incoerenti, a) "palo corto"; b) "palo lungo" (Viggiani, 1999)

Per il "palo corto" la rotazione avviene attorno ad un punto prossimo all'estremità inferiore; per semplicità si assume come centro di rotazione l'estremità inferiore del palo e si impone l'equilibrio alla rotazione attorno a tale punto mantenendo come incognita la lunghezza di infissione L_{min} del palo e assumendo come azioni agenti in testa al palo le sollecitazioni calcolate allo stato limite ultimo alla base del montante metallico.

$$M_{Ed} = 1092 + 873 \cdot 0.90 = 1878 \text{ daN}$$

$$H = V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Dall'equilibrio alla rotazione attorno all'estremità inferiore del palo si ottiene:

$$H \cdot (e + L_{min}) = p_u \cdot L_{min} / 2 \cdot L_{min} / 3$$

dove:

$$e = M_{Ed} / H = 1878 / 873 = 2.15 \text{ m}$$

In favore di sicurezza si considera p_u la spinta passiva secondo Rankine:

$$p_u = 3k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot L$$

Con:

k_p = coefficiente di spinta passiva = $\text{tg}^2(45 + \Phi/2) = 2.66$

Φ = angolo di attrito del terreno = 27° ricavato dai valori tipici riportati in letteratura per i terreni in oggetto;

γ = peso specifico del terreno = 1800 daN/m^3 ;

d = larghezza del palo = 14 cm ;

$$873 * (2.15 + L_{min}) = 2.66 * 1800 * 0.14 * L_{min}^3 / 2$$

da cui si ottiene $L_{min} \cong 2.26 \text{ m}$ \Rightarrow a favore di sicurezza, essendo i pali infissi sulle sponde inclinate del rilevato, si assume una profondità di infissione del palo pari a 4.00 m .

Per il "palo corto" il momento massimo M_{max} vale:

$$M_{max} = \frac{L}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d}\right)^3 \left(\frac{e}{L} + 0.544 \sqrt{\frac{L}{2(L+e)}}\right) k_p \gamma d^4$$

La lunghezza per cui $M_{max} = M_y$ si può ottenere essendo noto il momento di plasticizzazione del palo HEA140:

$M_y = M_{c, Rd} = M_{pl, Rd} = (W_{pl,x} * f_{yk}) / \gamma_{M0} = 4544 \text{ daNm}$ (per il calcolo dettagliato vedi verifica strutturale seguente)

Imponendo $M_{max} = M_y$ nell'equazione sopra si ottiene $L_{max} \cong 2.83 \text{ m}$, lunghezze superiori non portano a benefici.

Nel caso in esame si ha pertanto la condizione di "palo lungo".

Nel caso di "palo lungo" decade la dipendenza del valore del carico ultimo orizzontale H_u dalla lunghezza del palo stesso. Per il palo lungo, la rottura si verifica a seguito del raggiungimento del momento di plasticizzazione M_y in una sezione del palo e alla conseguente formazione di una cerniera plastica attorno a cui avviene la rotazione.

Si calcola ora il valore dell'azione orizzontale ultima H_u :

$$H_u = \frac{M_y}{d \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right)} = 1534 \text{ daN} > 873 \text{ daN} = H = V_{Ed} \rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

La profondità di infissione del palo si deve considerare dalla quota di piano campagna corrispondente alla quota della pavimentazione della sede stradale.

La verifica di capacità portante per azioni verticali viene trascurata essendo più gravose le azioni orizzontali dovute al vento e il peso della barriera fonoassorbente contenuto.

La verifica strutturale del palo di fondazione in acciaio viene condotta con il programma di calcolo automatico CMP, considerando il profilo metallico del tipo HEA140 come una trave su suolo elastico alla Winkler con $k_w = 0.5 \text{ daN/cm}^3$ soggetta alle azioni esterne derivanti dal plinto di fondazione.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo, le azioni agenti in testa al palo di fondazione sono:

$$N_{Ed} = 1534 + 2500 * (\pi * 0.30^2 / 4) * 0.90 = 1694 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1092 + 873 * 0.90 = 1878 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 873 \text{ daN}$$

Verifiche agli Stiti Limite Ultimi

Verifica a presso-flessione

La sezione del profilo in acciaio è verificata allo stato limite ultimo per flessione se:

$$M_{Ed} / M_{c, Rd} < 1$$

Si procede alla verifica a presso-flessione retta considerando il momento massimo derivante dall'elaborazione numerica.

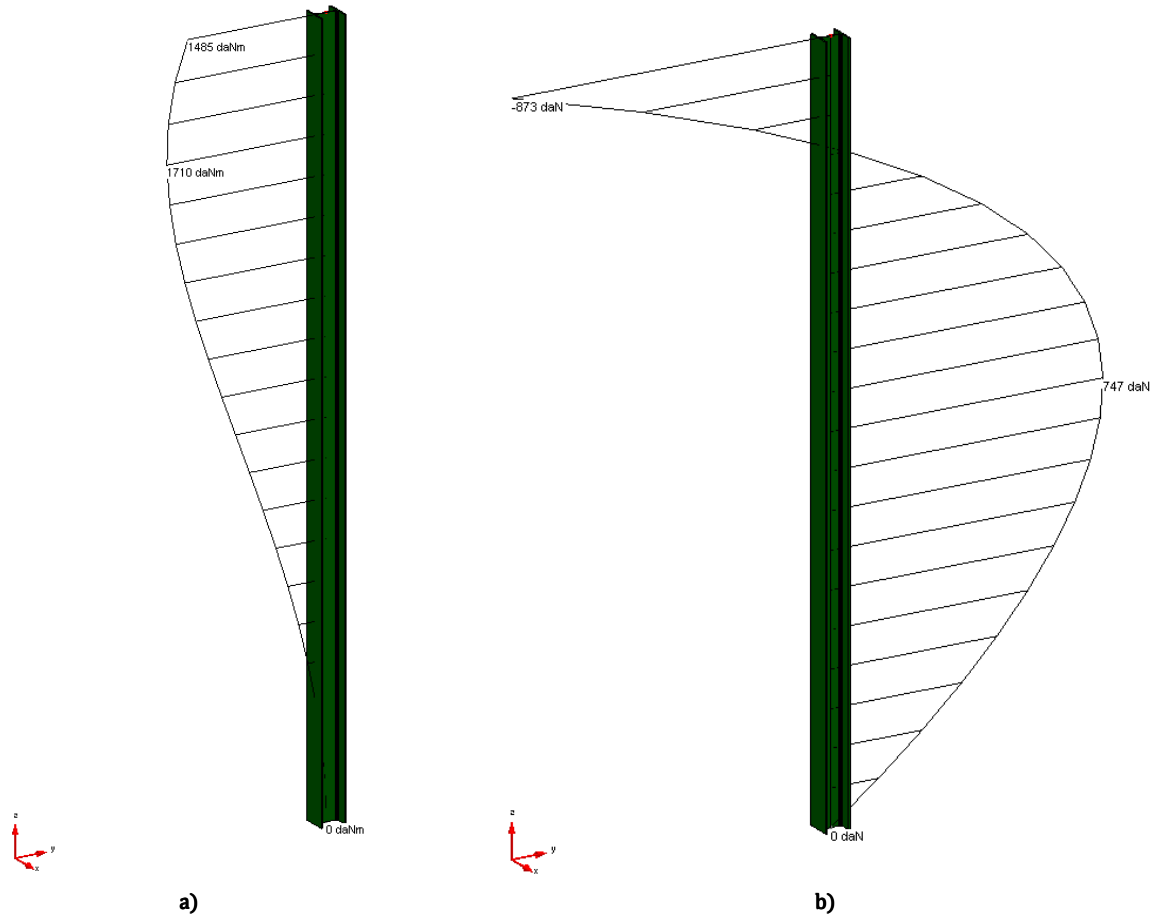


Figura 39-Sollecitazione massima a) flettente [daNm]; b) tagliante [daN]e sul palo di fondazione agli SLV

Il profilo tipo HEA140 si classifica come sezione di classe 1 e 2 per la quale

$$M_{N,y, Rd} = M_{pl,y, Rd} * (1-n) / (1-0.5*a) \leq M_{pl,y, Rd}$$

dove:

$M_{pl,y, Rd}$ è il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima

$$M_{pl,y, Rd} = (173.50 * 2750) / 1.05 = 4544 \text{ daNm}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl, Rd} = 1694 / 82290 = 0,0206$$

$$N_{pl, Rd} = (A * f_{yk}) / \gamma_{MO} = (31.42 * 2750) / 1.05 = 82290 \text{ daN}$$

$$a = (A - 2 * b * t_f) / A \leq 0.5 \text{ con}$$

A è l'area lorda della sezione del profilo = 31.42 cm²;

b è la larghezza delle ali = 14 cm;

t_f è lo spessore delle ali = 0.85 cm;

$$\Rightarrow a = (31.42 - 2 * 14 * 0.85) / 31.42 = 0.24 < 0.5$$



$$\Rightarrow M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} * (1-n) / (1-0.5*a) = 4544 * (1-0.0206) / (1-0.5*0.24) = 5057 \text{ daN} > M_{pl,y,Rd}$$

⇒ il momento resistente di progetto da considerare per la verifica a presso-flessione retta è

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 4544 \text{ daNm}$$

Il momento massimo sul palo di fondazione risulta

$$M_{Ed} = 1710 \text{ daNm.}$$

La verifica a flessione retta risulta essere soddisfatta essendo:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 1717 / 4544 = 0.38 < 1$$

Verifica a taglio

La sezione del profilo in acciaio è verificata allo stato limite ultimo per taglio se:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1$$

dove $V_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio della sezione, che in assenza di torsione vale

$$V_{c,Rd} = (A_v * f_{yk}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

Per il profilo tipo HEA160 caricato nel piano dell'anima si assume:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo = 31.40 cm²;

b è la larghezza delle ali = 14 cm;

t_f è lo spessore delle ali = 0.8 cm;

t_w è lo spessore dell'anima = 0.5 cm;

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala = 1.2 cm

$$\Rightarrow A_v = 31.40 - 2 * 14 * 0.8 + (0.5 + 2 * 1.2) * 0.8 = 11.32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{c,Rd} = (11.32 * 2750) / (\sqrt{3} * 1.05) = 17117 \text{ daN}$$

La verifica a taglio risulta essere soddisfatta essendo:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 873 / 17117 = 0.05 < 1$$

Dal momento che $V_{Ed} = 873 \text{ daN} < 0.5 V_{c,Rd} = 8558 \text{ daN}$ si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Il presente elaborato risulta costituito da n° 72 pagine numerate progressivamente (escluso il frontespizio).

Il tecnico incaricato
della progettazione
Ing. Lorenzo SERRI

Reggio Emilia, 16/12/2015