
INDICE

0) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	2
1) CARATTERISTICHE DELL'OPERA	3
2) NORME E REGOLAMENTI	3
3) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
4) CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	4
5) ANALISI DEI CARICHI	4
5.1 Azioni permanenti.....	4
6) SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	9
6.1 Sollecitazioni.....	9
6.2 Verifiche	9
6.2.1 Verifiche appoggi e ritegni	9
6.2.2 Dimensionamento piastra supporto meccanismi di sollevamento impalcato	10
ALLEGATO C parte I.....	11
ALLEGATO C parte II.....	48
ALLEGATO C parte III	48
ALLEGATO C parte IV	48

0) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali impiegati dovranno rispondere alle caratteristiche previste dalle norme tecniche emanate il 14.01.2008 ai sensi della legge 05.11.1971 n° 1086.

Cemento

Cemento di tipo normale 325; le dosature minime saranno tali da garantire la resistenza caratteristica richiesta.

Il cemento dovrà essere conservato in luogo asciutto od in contenitori chiusi. Qualora sia conservato in sili, particolari precauzioni dovranno essere prese per evitare condensazioni di umidità all'interno di essi.

Inerti

Sabbia

La sabbia dovrà risultare bene assortita in grossezza e costituita da grani resistenti, non provenienti da rocce decomposte, limose o gessose. Dovrà essere scricchiolante alla mano, non lasciare tracce di sporco, non contenere materie organiche, melmose o comunque dannose.

Ghiaia

La ghiaia dovrà essere ben assortita, formata da elementi resistenti e non gelivi, scevra da sostanze estranee, da parti friabili o ferrose, sedimenti terrosi, sostanze organiche o comunque dannose. La ghiaia dovrà essere lavata con acqua dolce se necessario, per eliminare sostanze nocive.

Gli inerti dovranno essere conservati in luoghi puliti, possibilmente su un piano d'appoggio consistente e inclinato, al fine di evitare qualsiasi ristagno d'acqua. Sono comunque da evitare depositi contro terra. Le diverse classi granulometriche, così come gli aggregati di categorie differenti, devono essere conservati separatamente, evitando possibilità di mescolamento.

Acqua

L'acqua per gli impasti sarà limpida, pulita e dolce e non dovrà contenere sedimenti ferrosi, sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose superiori ai tassi consentiti dalle norme ed inoltre non deve essere aggressiva.

Calcestruzzi

Calcestruzzo classe Rbk \geq 350 kg/cmq per opere di fondazione

Acciaio per c.a.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C.

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio in travi saldate e profili commerciali in acciaio Corten S355J

1) CARATTERISTICHE DELL'OPERA

Trattasi della costruzione di una nuova passerella pedonale metallica al km. 51+619 della linea ferroviaria Mestre – Trento ubicata nel comune di Bassano del Grappa (VI).

Il nuovo impalcato sostituisce il vecchio costituito da una coppia di travi reticolari realizzate con profili tubolari e via di transito realizzata con traversi in acciaio che portavano una soletta in cemento armato su lamiera grecata in acciaio.

La nuova passerella invece viene realizzata impiegando acciaio Corten e piano viario realizzato con doghe in legno trattato tipo “Plasticwood” fissato con viti a profili a doppio C realizzati mediante piegatura di lastre di acciaio Corten; a sua volta i profili a doppio C sono fissati ai traversi sempre a doppio C ottenuti dalla piega di lastre di acciaio Corten. I traversi sono bullonati ai fazzoletti delle due travi principali costituite da profili a doppio T simmetrici realizzati mediante saldatura di piatti in acciaio Corten di adeguato spessore.

La struttura pensata in questo modo garantisce due vantaggi principali che sono: **minor peso gravante sulle spalle esistenti che non vengono modificate nella loro sostanza; il secondo vantaggio deriva dall'impiego di acciaio Corten che garantisce una maggior durata della vita della struttura senza apprezzabili costi di manutenzione futura della stessa.**

Completano l'impalcato senza funzione strutturale le centine sempre in acciaio Corten disposte con passo costante di circa 1500 mm con funzione di sottostruttura che regge la lamiera stirata prevista fino ad una altezza di mm. 2000 dal piano di calpestio come richiesto dalle vigenti norme redatte da RFI per gli attraversamenti pedonali di linee ferroviarie.

Da ultimo preme sottolineare che la presente relazione di calcolo interessa solo il nuovo impalcato in acciaio della passerella pedonale e non prende in esame lo stato delle spalle esistenti in c.a secondo le indicazioni ricevute dall'amministrazione proprietaria del manufatto.

Le spalle in c.a. vengono solo adattate per poter alloggiare gli appoggi di tipo fisso e mobile secondo quanto previsto da RFI (*Manuale di Progettazione Opere Civili di RFI e il Capitolato Speciale RFI parte II sez. 12*) e che pertanto presentano ingombri maggiori di quelli esistenti.

2) NORME E REGOLAMENTI

La struttura è stata calcolata e verificata nel rispetto della seguente normativa:

- Legge 05.11.1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche sulle costruzioni"
- Circolare n. 617/09 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni

- RFI DTC SICS MA IFS 001 A Manuale di Progettazione Opere Civili di RFI
- UNI EN 1090-1 e UNI EN 1090-2

3) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Calcestruzzo classe Rbk>35 N/mm² per opere di fondazione

Acciaio per c.a.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C.

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio in piatti e profili commerciali S355J “corten”

4) CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Considerato quanto indicato nel paragrafo 1, nel quale si evidenzia che il nuovo manufatto risulta più leggero del precedente e che non si è preso in esame lo stato di sollecitazione delle spalle esistenti in c.a, per tale motivo non sono state eseguite indagini geotecniche sul terreno circostante il sedime del manufatto.

5) ANALISI DEI CARICHI

Oltre al peso proprio dell’impalcato (g₁) inserito in automatico nel programma di calcolo utilizzato per l’analisi della struttura sono stati considerati i seguenti carichi:

5.1 Azioni permanenti

Carichi permanenti portanti g₂:

- 1) carichi agenti sui traversi (pavimento a doghe, sottostruttura doghe e grigliato di protezione) sono assunti pari a 130 daN/m
- 2) carichi agenti sulla trave principale (centine, lamiera stirata, corrimano, carter di protezione, ecc.) sono assunti pari a 90 daN/m

Deformazioni impresse

Variazione termica $\varepsilon_3 \Delta T = 30^\circ$

Azioni variabili da traffico

Schema di carico 5: folla compatta pari a 500 daN/m²

Azione del vento q₅

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che sono funzione del tempo e dello spazio e provocano in genere effetti dinamici. Per particolari configurazioni strutturali per cui i modi propri di oscillazione della struttura possono dar luogo a fenomeni di risonanza, può essere necessario uno studio delle interazioni mediante la teoria dell'aeroelasticità o su modelli in scala in galleria del vento. Per costruzioni di forma e tipologia ordinarie, semplici e di limitata estensione, ovvero poco sensibili all'azione dinamica del vento, è possibile descrivere le azioni indotte dal vento caricando la struttura con sistemi di forze o di pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento in regime turbolento, considerando la direzione del vento orizzontale (formulazione quasi-statica equivalente).

Velocità di riferimento del vento

Per il calcolo delle azioni del vento sulla struttura si parte dall'individuazione della velocità di riferimento

V_b : definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno del 2%. Per località poste a quota inferiore o uguale a 1500 m sul livello del mare, tale velocità si può calcolare mediante le formule fornite dalla normativa vigente. Per altitudini superiori a 1500 m, i valori della velocità di riferimento non dovranno essere inferiori a quelli calcolati per quota 1500 m, e si dovranno ricavare da indagini statistiche adeguatamente comprovate.

Pressione cinetica di riferimento del vento e Azioni Statiche Equivalenti

Facendo riferimento alla formulazione quasi-statica equivalente, le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici sia esterne che interne degli elementi che compongono la costruzione. Le pressioni esterne ed interne sono definite rispettivamente con l'espressione :

$$W_e = C_e \times C_{pe} \times C_d \times q_b$$

$$W_i = C_e \times C_{pi} \times C_d \times q_b$$

W_e = Pressione esterna del vento

W_i = Pressione interna del vento

C_e = Coefficiente di esposizione

C_{pe} = Coefficiente di Pressione esterna

C_{pi} = Coefficiente di Pressione interna

C_d = Coefficiente dinamico

q_b = Pressione cinetica di riferimento del vento

Azione tangente del vento

L'azione tangente del vento parallela alla direzione del vento sarà valutata con l'espressione :

$$P_f = C_e \times C_f \times q_b$$

C_e = Coefficiente di esposizione

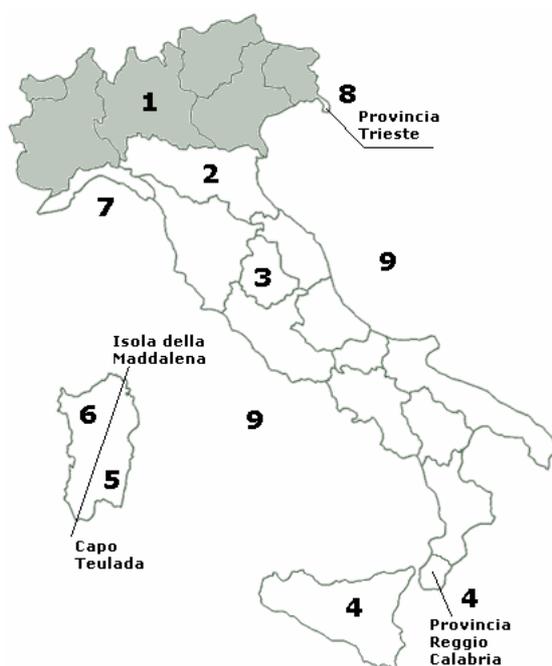
C_f = Coefficiente di attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente

q_b = Pressione cinetica di riferimento del vento

Pressione cinetica di riferimento

Zona di Vento : 1

Si riporta la zona di vento a cui appartiene il sito su cui sorge la costruzione.



Quota sul livello del mare del sito su cui sorge la costruzione : 130 m

Nel nostro caso :

$$V_b = 25 \text{ m/sec}$$

Il tempo di ritorno di calcolo è pari a 50 anni.

Eventuali riduzioni del tempo di ritorno minimo (50 anni) devono essere autorizzate dal Ministero dei LL.PP. Per costruzioni di grande importanza è consentito adottare valori del tempo di ritorno superiori a quelli minimi di normativa.

$$V_b (Tr) = \alpha_R \times V_b$$

$$\alpha_R = 1$$

$$V_b (Tr) = 25 \text{ m/sec}$$

Per altezza massima delle costruzioni non superiore a 200 m, altezza oltre la quale è necessario sviluppare studi specifici, nel calcolo delle pressioni del vento si fa riferimento a:

q_b = Pressione cinetica di riferimento del vento

$q_b = 39,06 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di Esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dalla categoria di esposizione del sito, dal coefficiente di topografia definito di seguito, dall'altezza della costruzione, e dalla classe di rugosità del terreno.

Z = Altezza della costruzione in metri

Z = 2,5 m

Categoria di esposizione del sito : IV

La categoria di esposizione del sito viene ricavata dal seguente abaco, tenendo conto della

ZONE 1, 2, 3, 4, 5						
	costa			500m	750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

classe di rugosità del terreno :

Le classi di rugosità del terreno sono le seguenti :

[A] Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m

[B] Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

[C] Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ..) aree con rugosità non riconducibile alle classi A,B,D

[D] Per l'assegnazione delle classi di rugosità A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 Km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Comunque in ogni caso è consigliabile scegliere le classi più sfavorevoli.

Classe di rugosità del terreno corrente : B

Coefficienti da cui dipende C_e , che sono funzione della categoria di esposizione del sito :

$$K_r = 0,22$$

$$Z_o = 0,3$$

$$Z_{min} = 8$$

C_t = Coefficiente di Topografia, funzione della forma del terreno su cui sorge la costruzione.

$$C_t = 1$$

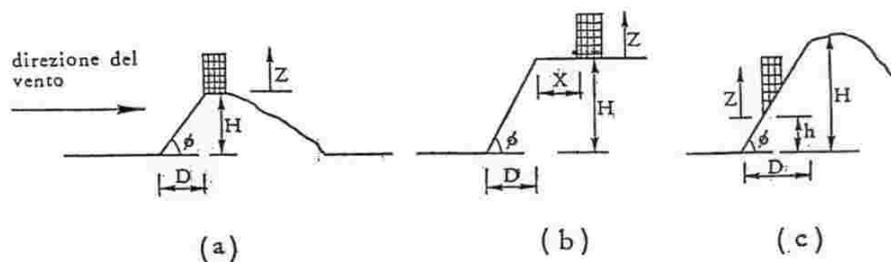
C_e = Coefficiente di esposizione

$$C_e = 1,63$$

Coefficiente di Topografia

Il coefficiente di Topografia C_t , dipende dalla forma del terreno su cui sorge la costruzione e dalla sua ubicazione rispetto a pendii, cigli di pendii, colline ,ecc.

Nel nostro caso $C_t = 1$



Travi ad anima piena e reticolari

Per travi isolate :

La pressione del vento agisce solamente sulla parte piena della trave S_p , e si ha

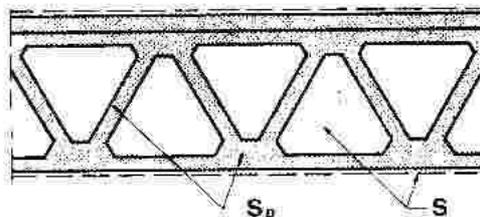
$$C_{pretecolari} = 1$$

$$P_{eRET} = 63,83 \text{ daN/mq}$$

$$S = 54 \text{ mq}$$

$$S_p = 54 \text{ mq}$$

$$\phi = 1$$



Arrotondato a 64 daN/mq

A favore della sicurezza si è considerato che l'azione del vento agisca in egual modo su entrambe le travi principali e che la porzione di lamiera stirata eccedente in altezza la trave principale, sia piena e non forata nella percentuale del 30% come indicato nei cataloghi.

Azioni sismiche q_6

Parametri che definiscono la struttura in opera oggetto di analisi:

Bassano del Grappa zona sismica 3

Vita nominale V_n 50 anni

Classe d'uso II

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = V_n \quad C_u = 50$

Dove C_u coeff. d'uso è posto pari a 1.0

Stato Limite Ultimo considerato nell'analisi è lo stato limite di salvaguardia della vita S.L.V.

Categoria di sottosuolo ipotizzata tipo C

Valori di progetto $a_g = 0.179 \quad F_0 = 2.38 \quad T^*c = 0.301$

Fattore di struttura $q = 1.00$

6) SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

6.1 Sollecitazioni

L'analisi per la passerella oggetto di denuncia viene svolta impiegando un programma di calcolo agli elementi finiti.

L'analisi è di tipo statico equivalente con valutazione del periodo di vibrazione calcolato con analisi dinamica.

I tabulati allegati mostrano lo schema ipotizzato per la struttura e i risultati dell'analisi svolta (parte I).

6.2 Verifiche

Le verifiche vengono effettuate con il metodo agli stati limite e sono indicate nei tabulati allegati (parte I e parte II).

6.2.1 Verifiche appoggi e ritegni

Vista la struttura considerata preme analizzare la condizione di vento a ponte scarico applicando alle azioni permanenti il coefficiente di combinazione 0.9 e all'azione del vento il coefficiente 1.5. Questa combinazione (SLU 4) determina uno sforzo di trazione sui tirafondi impiegati per ancorare gli **appoggi fissi** e **mobili** previsti; in particolare per l'appoggio di tipo fisso che presenta un braccio per i tirafondi pari a 0.275 m si hanno le seguenti sollecitazioni:

combinazione SLU 4 $F_z = 36 \text{ kN} \quad M_t = 28 \text{ kNm} \quad F_x = 23 \text{ kN}$

lo sforzo di trazione su ogni tirafondo è pari a:

$$T = 28 / 0.275 \times 2 = 51 \text{ kN}$$

lo sforzo di compressione su ogni tirafondo è:

$$C = 36/4 = 9 \text{ kN}$$

Pertanto su ogni tirafondo lo sforzo massimo agente è : $- C + T = -9 + 51 = 42 \text{ kN}$

Quindi complessivamente ogni appoggio di tipo fisso deve essere in grado di sopportare uno sforzo di trazione pari a 84 kN.

A favore della sicurezza si richiede pertanto appoggi in grado di sopportare un'azione di trazione complessiva pari a 100 kN.

Vengono inoltre previsti, in corrispondenza degli appoggi fissi e mobili, ritegni sismici realizzati mediante il prolungamento delle spalle, al fine di vincolare ulteriormente gli spostamenti trasversali. Tali ritegni hanno dimensioni pari a 40 cm in altezza dal piano di imposta degli appoggi e uno spessore di 25 cm calcolati per sopportare le sollecitazioni orizzontali di 24,1 kN nella combinazione SLU3 (comprensiva dell'azione del vento che risulta superiore a quella della combinazione SLV1 pari a 19,9 kN ossia relativa all'azione del sisma).

Tra le travi principali in acciaio e la struttura in cls vengono infine posizionati cuscinetti in gomma atti a assorbire l'azione orizzontale di cui sopra.

6.2.2 Dimensionamento piastra supporto meccanismi di sollevamento impalcato

Per la futura manutenzione degli appoggi, si prevede la realizzazione, per ogni punto d'appoggio, di una piastra in acciaio **corten** in grado di sostenere il peso proprio e il sovraccarico permanente

Dalle condizioni elementari di carico, risulta una Sollecitazione Verticale F_z pari a 23 kN per la condizione peso proprio e F_z pari a 16,9 kN per la condizione sovraccarico permanente.

Applicato il coefficiente 1,35 si ottiene una sollecitazione allo SLU pari a 54 kN; a favore della sicurezza si considera una Sollecitazione $F_z = 60$ kN e un Momento Flettente pari a 12 kNm.

Si rimanda alla "Parte IV" allegata alla presente per le verifiche, dimensionamento e scelta del tipo di tirafondo da utilizzare.

ALLEGATO C parte I

Schema modello, reazioni e spostamenti vincoli, verifiche degli elementi più sollecitati

ALLEGATO C parte II

Verifica collegamenti bullonati

ALLEGATO C parte III

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO, COMBINAZIONI, RISULTATI REAZIONI
VINCOLARI, SPOSTAMENTI NODI VINCOLATI

ALLEGATO C parte IV

Dimensionamento piastra supporto meccanismi di sollevamento impalcato