



CITTA' DI TORINO

VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA

DIREZIONE SERVIZI TECNICI PER L'EDILIZIA PUBBLICA

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA

Lavori di manutenzione straordinaria nel complesso "La Marchesa" - Palestra

Circoscrizione 6 - Corso Vercelli 141

GRUPPO DI LAVORO

ATP

Ing. Alessio Camelliti

Arch. Aurelio Vergnano

Arch. Andrea Di Gregorio

IL PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI
Ing. Alessio Camelliti

IL SUPPORTO AL RUP
Arch. Ellana Zago

PROGETTISTA E
COORDINATORE DELLA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. Luca Finotti

RESPONSABILE PROCEDIMENTO
E DIRIGENTE DEL SERVIZIO
Arch. Isabella QUINTO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

OGGETTO

RELAZIONE TECNICA

NOME-FILE

Scala Plot

RIFERIMENTO

SCALA

-

REV

MODIFICHE

DATA

DISEGNATORE

0

EMISSIONE

Lug. 2012

1

2

3

4

5

TAVOLA

STRT

1Breve descrizione delle opere.....	2
2Inquadramento normativo.....	3
3Definizione dei parametri di progetto ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008.....	3
<i>Neve.....</i>	<i>8</i>
<i>Vento.....</i>	<i>8</i>
<i>Carichi variabili.....</i>	<i>9</i>
<i>Carichi permanenti.....</i>	<i>9</i>
<i>Pesi propri.....</i>	<i>9</i>
4Modello strutturale e nome delle travi.....	10

1 Breve descrizione delle opere

Il progetto prevede la realizzazione di una struttura atta a sostenere la copertura di un percorso pedonale e carrabile esistente presso il complesso scolastico "La Marchesa" di corso Vercelli n. 141. Tale percorso si sviluppa per una lunghezza di circa 70 metri con un dislivello che oscilla da +2.08 a + 4.46 m ed è realizzato al disopra di un corridoio che collega il corpo scuola principale al blocco palestra.

La parte carrabile del percorso è larga circa 7 metri mentre quella pedonale è larga circa 2 metri. La struttura in progetto ha il compito di coprire tale percorso interamente per la sua parte pedonale e parzialmente per la parte carrabile, attraverso una mensola che si estende con profilo centinato e lineare per oltre 5 metri.

E' altresì prevista la realizzazione di una piccola ulteriore copertura del cortile esterno, collegata alla struttura principale con mensola e tirante.

Si è optato per una struttura scollegata dal complesso esistente e indipendente da esso.

Il passo delle "mensole" è uguale al passo dei pilastri esistenti che sostengono il corridoio testé citato e vale 6 metri.

Di conseguenza si hanno complessivamente 11 mensole con sbalzo costante pari a circa 5 metri e altezza massima variabile da 7.8 m a 10.1 m (dal punto più basso al punto più alto).

Tutta la struttura è realizzata con carpenteria metallica S275 presaldata e preassemblata in officina e posta in opera attraverso collegamenti bullonati.

Tali mensole, sia verticalmente che orizzontalmente sono costituite da una sezione composta reticolare con tre tubi 168.3x12.5 disposti a 120° in cui due tubi sono sul lato compresso e un tubo è sul lato teso.

Gli elementi di collegamento sono costituiti da tubolari 42.4x3.2 disposti sempre a 45° atti a garantire la collaborazione alle sollecitazioni di tutti e tre i tubi principali. I tubi principali non distano più di 30 cm l'uno dall'altro. Gli elementi compressi risultano quindi mai soggetti a problemi di instabilità locale.

La struttura di fondazione è costituita da un elemento continuo di sezione 130x60 con una sezione di 250x60, in corrispondenza delle mensole su cui vi sono inseriti (per ciascuna) due micropali di lunghezza pari a 8 m e aventi funzione di tirante per quelle condizioni di carico che producono elevati valori di flessione alla base.

I profili di sostegno dei pannelli di copertura sono del tipo a "omega" di spessore 2.5 mm.

La normativa tecnica utilizzata è il D.M. 14.01.2008, impiegata per tutte le parti che compongono il progetto strutturale.

2 Inquadramento normativo

L'intervento riguarda la costruzione di un nuovo edificio con struttura in acciaio. Non esistono strutture prefabbricate tantomeno strutture in conglomerato cementizio o legno, ad esclusione delle strutture di fondazione. Viene applicato integralmente il D.M. 14 gennaio 2008 per le costruzioni di acciaio.

3 Definizione dei parametri di progetto ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008

3.1 Vita nominale

La struttura oggetto della presente relazione appartiene alla seconda tipologia tra quelle indicate nella tabella 2.4.I delle norme, ossia "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica", per le quali la vita nominale da assumere è la seguente:

$V_N \geq 100$ anni

3.2 Classe d'uso

La definizione della classe d'uso è conseguente a quanto riportato al 5° comma dell'art. 1 della L.R. 19/1985 poichè rientra tra gli interventi di costruzione o di ristrutturazione di edifici così come individuati nell'allegato A della D.G.R. 49-42336 del 21/03/1985, ossia interventi di nuova costruzione o di ristrutturazione d'ampie porzioni di costruzioni esistenti tra quelle di seguito elencate, classificate nella categoria A: "costruzioni pubbliche costituenti la struttura primaria da utilizzarsi per la protezione civile in caso di eventi catastrofici quali scuole, ospedali, caserme, case comunali"

L'edificio in questione rientra quindi nella **classe IV**: "*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti...*".

Tra l'altro la classe IV era già stata definita dall'amministrazione in sede di formulazione del progetto preliminare.

3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento è funzione del coefficiente d'uso il cui valore è riportato nella tabella 2.4.II della norma in funzione della classe d'uso dell'edificio (nel nostro caso la IV)

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove $C_U = 2,0$ e di conseguenza $V_R = 200$ anni

3.4 Categoria del suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica e in virtù della caratterizzazione geologica del terreno nella zona ove insiste la costruzione, possiamo assumere come piano di posa delle fondazioni un terreno appartenente alla cat. "C", "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)". Si veda a tal fine la relazione geologica allegata alla presente

3.5 Condizioni topografiche

Non sussistono problematiche particolari, il sito ricade in categoria T2 "pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ "

3.6 Zona sismica del sito

Il sito in esame è posto nel territorio comunale di Torino (TO) che ai sensi del D.G.R. n. 4-3084 del 12 Dicembre 2011 e classificato come **zona 4**

3.7 Coordinate del sito

La costruzione è ubicata nel punto identificato dalle coordinate: latitudine 45.07 Nord e longitudine 7.67 Est

3.8 Tipo di costruzione

L'edificio è da intendersi con struttura in acciaio.

3.9 Materiali

I materiali strutturali sono rispondenti ai requisiti previsti dalla Normativa Tecnica vigente. In particolare:

Calcestruzzo classe C25/30 per le strutture di fondazione

Acciaio per cemento armato B450C per le strutture in c.a. di fondazione

Acciaio per carpenteria metallica S275 (inclusa armatura dei micropali)

3.10 Criteri di progettazione e modellazione

1. Classe di duttilità: la costruzione in esame è progettata come struttura a bassa classe di duttilità, ossia di tipo "B";

2. La struttura, nel suo complesso è irregolare in pianta in quanto non risultano rispettate le condizioni necessarie per la classificazione di *costruzione regolare in pianta*;
3. La struttura è irregolare in altezza;
4. La tipologia strutturale, in riferimento al punto 7.5.2.2 è quella di *struttura a mensola*;
5. In conseguenza della tipologia strutturale di classe di duttilità definite nei punti precedenti, vista la particolare conformazione della struttura, si assume in via cautelativa un valore del fattore di struttura pari: **q = 1,5**
6. Non sussiste continuità tra la struttura nuova e le strutture esistenti neanche ai piani di fondazione;
7. Gli impianti sono costituiti da elementi aventi carichi sempre inferiori al 30% del carico permanente dei solai ove sono collocati e del 10% dei carichi complessivi. Nel caso in esame l'unico impianto presente è quello elettrico di illuminazione. Non è previsto il passaggio di tubazioni di gas.
8. Non esistono elementi strutturali secondari soggetti a verifica in quanto la struttura non presenta tamponamenti esterni e/o tramezzature;
9. Le strutture di fondazione sono a piastre isolate dotate di micropali "tiranti" e tutte collegate. I cordoli di fondazione verificati per forze assiali assunte pari a $\pm 0.4N_{sd}a_{max}/g$ (profilo stratigrafico tipo C)
10. La struttura è stata definita attraverso un modello spaziale tridimensionale completo. Le masse sono concentrate sulla mensola di copertura, e il modello di calcolo è di tipo lineare applicato su strutture di tipo dissipativo. Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate direttamente attraverso spettri di risposta. Vista l'assenza di collegamento tra gli elementi portanti verticali, le verifiche sono condotte, a vantaggio di sicurezza, sugli elementi strutturali isolati dal contesto complessivo e relativi alla condizione di maggiore svantaggio (elementi più alti).

3.11 Metodo di analisi e di verifica adottato

1. E' stata condotta analisi lineare dinamica con combinazione quadratica completa degli effetti risultanti da un numero di modi di vibrare tale da attivare almeno l'85% delle masse; Vista l'omogeneità degli elementi strutturali, i pilastri sono considerati flessibili.
2. Il fattore ϑ è stato definito attraverso il calcolo per ciascuno dei piani della struttura. La condizione più gravosa si verifica in corrispondenza del piano terreno ove si ottiene:
 $P=15074 \text{ daN}$; $d_r = 26.7\text{cm}$; $V = 3435 \text{ daN}$; $h = 1040 \text{ cm}$

$$\vartheta = P_{d,r}/V_h = 0.11 > 0.1$$

di conseguenza le forze sismiche sono state incrementate di un valore pari a $1/0.89 = 1.12$ ossia del 12%.

3. L'analisi condotta è del tipo lineare dinamica. Si è tenuto conto, nell'elaborazione, di una componente torsionale accidentale conseguente all'applicazione della forza sismica orizzontale eccentrica di $0.05 L$ (ove L è pari a 5 m).

3.12 Verifiche di sicurezza

In riferimento alla tabella C.7.1.1 sono state condotte le seguenti verifiche di sicurezza (costruzioni in classe d'uso IV):

Stato Limite per salvaguardia Vita (SLV):

- Resistenza delle strutture
- Duttilità delle strutture
- Resistenza del sistema fondazione-terreno
- Assenza di martellamento di strutture contigue

Stato Limite di Esercizio di contenimento del Danno (SLD):

- Resistenza delle strutture
- Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno

Stato Limite di Esercizio di Operatività (SLO):

- non sussistono elementi non strutturali collegati alla struttura

Sono inoltre state condotte verifiche a stato limite di esercizio per le condizioni statiche.

Le verifiche suddette sono riportate, puntualmente, nella relazione di calcolo allegata alla presente.

3.13 Carichi

Neve

Il carico della neve è definito sulla base di quanto riportato al par. 3.4 delle Norme.

Altitudine [m]: 250

Periodo di Ritorno [anni]: 50

q_{sk} (carico neve al suolo) = 180 daN/m²

α (inclinazione della falda [°]) = 28

μ = 0.8

q_s = 144.8 daN/m²

per la neve, è stato comunque utilizzato, a vantaggio di sicurezza, un valore pari a 200 daN/m²;

Vento

Zona 1

Altitudine: 250

Periodo di Ritorno [anni]: 50

Classe di rugosità del terreno:D

Distanza dalla costa [km]: 100

Categoria di esposizione del sito: 2

Tipologia di costruzione:Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve

v_{ref} (velocità di riferimento) = 2500 cm/s

q_{ref} (pressione cinetica di riferimento) = .003983

c_d (coefficiente dinamico) = 1.

c_f (coefficiente d' attrito) = .01

La massima pressione di compressione vale (a vantaggio di sicurezza verrà uniformemente distribuito lungo l'altezza della costruzione il valore ritrovato all'altezza massima): 115 daN/m²;

Carichi variabili

Sono assunti i carichi riportati alla tabella 3.1.II:

categoria H1 caratterizzati da:

$$q_k = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_k = 120 \text{ daN}$$

$$H_k = 100 \text{ daN/m}$$

Carichi permanenti

Pannelli di copertura: 30 daN/m^2 ;

Apparecchiature elettriche: 5 daN/m^2 ;

Pesi propri

Acciaio da carpenteria metallica: 7850 daN/m^3

4 Modello strutturale e nome delle travi

Il modello strutturale impiegato è quello riportato in figura.

I tubi di acciaio accoppiati sono stati modellati attraverso l'inerzia equivalente, l'area equivalente e la rigidezza torsionale equivalente.

