

CITTA' DI MONCALIERI

Provincia di Torino

***Ricostruzione di basso fabbricato
ad uso centrale termica
presso caserma Carabinieri
sita in c. Savona 19***

PROGETTO ESECUTIVO

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
E FONDAZIONI**

Responsabile Unico del Procedimento:

Geom. Dario Viola

Progettista:

Prof. Ing. G. Franco Capiluppi

data: ottobre 2015

STUDIO DI INGEGNERIA
Prof. Ing. G. Franco Capiluppi
Via A. De Gasperi, 54 - Moncalieri (TO)
tel. 011 641163 fax. 011 644323
E-mail: studio.capiluppi@libero.it

COMUNE DI MONCALIERI

Provincia di Torino

PROGETTO DI DEMOLIZIONE E NUOVA COSTRUZIONE DI LOCALE AD USO CENTRALE TERMICA

*presso
la Caserma dei Carabinieri
sita in Corso Savona n° 19*

COMMITTENTE: Comune di Moncalieri

PROGETTISTA: Ing. G.Franco Capiluppi

DATA: 21/09/2015

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI E STRUTTURE

STUDIO DI INGEGNERIA

Ing. G. Franco Capiluppi

via A. De Gasperi, 54 - Moncalieri (TO)

tel. 011 641163 fax. 011 644323

E-mail: studio.capiluppi@libero.it

1. RELAZIONE TECNICA

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Oggetto della presente relazione è l'analisi delle sollecitazioni e la verifica delle strutture portanti relative alla ricostruzione di un basso fabbricato destinato ad uso centrale termica; in tale edificio è ubicato il generatore di calore utilizzato per il riscaldamento della vicina caserma dei Carabinieri di corso Savona n°10 a Moncalieri. L'intervento consiste nella totale demolizione dell'edificio esistente, in condizione di forte instabilità strutturale e conseguente pericolo di crollo (evidente dall'analisi visiva delle fessure presenti), e la sua sostituzione con un analogo edificio, di pari geometria e volume, di nuova costruzione.

INQUADRAMENTO GEOMETRICO-DIMENSIONALE:

La struttura presenta pianta a forma di trapezio rettangolo, avente basi pari a circa 6 e 8 metri, e altezza del trapezio pari a circa 5 metri; l'altezza complessiva, dal piano stradale è di circa 3.00 metri e la copertura è piana. Il fabbricato non ha piani interrati o seminterrati.

QUALIFICAZIONE DELL'INTERVENTO:

L'intervento interessa un edificio di servizio un fabbricato ad uso caserma militare, soggetto ai normali carichi secondo normativa in vigore.

L'opera in progetto ha struttura portante verticale costituita da muratura in laterizio, collegata da opportuno cordolo in cemento armato; il solaio di copertura è costituito da soletta piena in cemento armato.

Più nel dettaglio gli elementi strutturali in progetto si possono schematizzare nel seguito:

FONDAZIONI: Sono costituite da cordoli in c.a. (dim. 80x60 cm) poggianti su pali di fondazione realizzati con micropali in acciaio a iniezione di malta cementizia di diam. 108 mm e spessore 8 mm, resi solidali al cordolo anche tramite angolari metallici saldati ai pali. Le fondazioni esistenti, ritenute sottodimensionate per la costruzione, saranno totalmente rimosse.

SETTI IN MURATURA : I setti portanti in laterizio hanno spessore 25-30 cm; sono costituiti da muri a cassa vuota in mattoni semipieni multiforo o da una singola parete in laterizi alveolari.

COPERTURA: E' realizzata in soletta piena in cemento armato con spessore 16 cm.; tale soletta sarà sostenuta da travi ($h = 20$) correnti sopra i setti portanti.

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'opera si inquadra come una nuova costruzione in cemento armato in zona sismica 4 e per essa è stata condotta un'analisi elastica lineare ai fini di garantire l'adeguato livello di sicurezza nei confronti del metodo alle Tensioni Ammissibili quanto prescritto nella normativa seguente:

- Legge 5/11/1971 n. 1086 : *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*.
- D. Min. LL. PP. 20/11/1987 : *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"*.
- D. Min. LL. PP. 03/12/1987 : *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate"*.
- D. Min. LL. PP. 14/02/1992 : *"Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"*.
- D. Min. LL. PP. 09/01/1996 : *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"*.
- D. Min. LL. PP. 16/01/1996 : *"Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*.
- D. Min. Infrastrutture e Trasporti 14/01/2008 : *"Nuove norme tecniche per le costruzioni"*.
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 617 del 02/02/2009 : *"Applicazione delle norme tecniche per le costruzioni"*.
- Nuova classificazione sismica della regione Piemonte ai sensi dell'OPCM 3519/2006 come recepita dal D.G.R. 19/01/2010 n°11-13058.

In particolare si è fatto riferimento ai seguenti punti specifici del D.M. 14/01/2008:

- par. 2.7 : possibilità di calcolo strutturale secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili.

1.3 PARAMETRI DI PROGETTO ai sensi del D.M. 14/01/2008

Secondo quanto previsto dal cap. 2 ed ai fini della definizione dei LIVELLI DI SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI ATTESE, alla costruzione sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N = 50$ anni
- classe d'uso: II
- periodo di riferimento $V_R = 50$ anni

In riferimento alle prescrizioni di cui al par. 3.2 relative all'AZIONE SISMICA, si definiscono i seguenti parametri:

- categoria di sottosuolo: C (terreni a grana fina mediamente consistenti)
- categoria topografica: T1
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$
- zona sismica del sito 4
- coordinate del sito Long. = 7,686575 Lat. = 44,997790
- tensione ammissibile sul terreno: 0,5 daN/cm²

TIPOLOGIA STRUTTURALE

La struttura si configura come una costruzione in struttura a telaio in cemento armato.

MATERIALI - CLS:

- $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ (classe XC2) per fondazioni.;
- $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (classe XC3) per strutture in elevazione;
- $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$ (classe X0) per sottofondazioni.

MATERIALI – ACCIAIO per c.a.:

- Barre di acciaio: tipo B450C controllato in stabilimento
- Reti elettrosaldate: tipo B450C oppure B450A (se $5 < \phi < 10 \text{ mm}$)

MATERIALI – ACCIAIO per carpenteria metallica e micropali:

- Tipo: S 275

MATERIALI – MURATURA - laterizi:

- Poroton tipo P 700 (perc. di foratura $\phi < 55\%$, $f_{bk \text{ blocco}} > 5,0$ N/mm², $f_{bk \text{ blocco}} > 1,0$ N/mm²)

MATERIALI – MURATURA - malta:

- Malta cementizia a prestazione garantita tipo M 10.

Ai fini del rispetto delle prescrizioni impartite nel par. 7.2 si precisano i CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE:

- Classe di duttilità: B
- Regolarità in pianta e in alzata: regolare in pianta e in altezza
- Tipologia strutturale: mista
- Fattore di struttura q: $q = 1,6$
- Giunti di separazione fra strutture contigue: non applicabile (edificio isolato)
- Criteri riguardo elementi non strutturali e impianti:
valutazione stabilità tamponamenti perimetrali tramite calcolo F_a sismica;
impianti vincolati rigidamente agli elementi strutturali.
- Requisiti e collegamenti tra fondazioni:
le fondazioni sono progettate per rimanere in campo elastico; esse sono costituite da pali di fondazione collegati in testa a cordoli in c.a.
- Criteri adottati per la definizione del modello della struttura:
il modello di struttura è tridimensionale, con l'unico orizzontamento (copertura) considerato infinitamente rigido poiché realizzato in cemento armato; per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si adottano modelli lineari, tenendo conto di un comportamento non dissipativo (tipo 'B') della struttura.

METODI DI ANALISI SISMICA E CRITERI DI VERIFICA (par. 2.7):

Le azioni sismiche sono valutate ponendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al par. B.4 del DM LLPP 16 gennaio 1996. Il metodo di verifica adottato è quello alle Tensioni Ammissibili.

1.4 SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali;
- carichi permanenti portati dalla struttura;
- carichi accidentali sui solai, vento, neve;
- azioni sismiche.

1.5 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Sono stati adottati i seguenti parametri relativi al terreno:

- peso specifico terreno: 1600 daN/m^3
- $N_{\text{spt}} = 6$ (a quote comprese tra -6.00 m e -10.00 m)
- coesione: nulla

Sono stati adottati i seguenti carichi:

- peso proprio solaio di copertura: 400 daN/m^2
- carichi permanenti: 50 daN/m^2
- carichi variabili: 100 daN/m^2
- neve su copertura: 200 daN/m^2

1.6 MODELLAZIONE DEI MATERIALI

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare.

2. CALCOLI E VERIFICHE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Si prendono ora in considerazione gli elementi strutturali maggiormente sollecitati per fornirne una verifica secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili..

SOLETTA S 1

Viene analizzata la soletta piena in c.a. che costituisce il solaio di copertura della centrale termica; essendo un unico elemento continuo resistente, si analizzano i carichi relativi ad un metro lineare di soletta:

Analisi dei carichi

- Soletta h = 16 cm	400 daN/m
- Permanenti portati (copertura)	50 daN/m
- Sovraccarico (neve)	200 daN/m
T O T A L E	650 daN/m

VERIFICA A MOMENTO:

Per la soletta, con luce di calcolo pari a 400 cm, i momenti massimi sollecitanti sono:

$$M^+ = 1040 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$M^- = 650 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Per il momento **positivo** si dispongono **5 ϕ 12 al metro lineare** ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) inferiori.

Posizione dell'asse neutro:

$$y = \frac{n(A_s + A_s')}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{A_s \cdot h + A_s' \cdot h'}{n \cdot (A_s + A_s')^2}} \right] = 3.7 \text{ cm}$$

con :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 11 \text{ cm}; h' = 5 \text{ cm}; A_s = 5.65 \text{ cm}^2; A_s' = 2.51 \text{ cm}^2$$

Verifiche tensionali:

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{J} = 60.8 \text{ daN/cm}^2 < 97.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J} = 1825 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

Per il momento **negativo** si dispongono ferri $\phi 12 / 40$ ($A_s = \text{min. } 2.26 \text{ cm}^2$) superiori.

Posizione dell'asse neutro:

$$y = \frac{n(A_s + A_s')}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{A_s \cdot h + A_s' \cdot h'}{n \cdot (A_s + A_s')^2}} \right] = 3.0 \text{ cm}$$

con :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 11 \text{ cm}; h' = 5 \text{ cm}; A_s = 2.26 \text{ cm}^2; A_s' = 5.65 \text{ cm}^2$$

Verifiche tensionali:

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{J} = 56.8 \text{ daN/cm}^2 < 97.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J} = 2295 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA A TAGLIO:

$$T_{\max} \text{ all'appoggio} = 4,00 / 2 \text{ m} \times (650 \text{ daN/ml}) = 1300 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{0.9 \cdot b \cdot h'} = 1.3 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{co}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

SETTI IN MURATURA

La struttura portante verticale è affidata alla muratura, costituita da laterizi tipo 'Poroton P700' o da laterizi semipieni multiforo e malta cementizia a prestazione garantita M 10, avente uno spessore di 25 cm sul lato verso il basso fabbricato esistente e di 30 cm sui restanti tre lati perimetrali; la resistenza complessiva della muratura a compressione è pari a $f_k = 3,4 \text{ N/mm}^2$ e a taglio è $f_{vk0} = 0,1 \text{ N/mm}^2$.

Le prestazioni della muratura così costruita devono essere tali a sostenere i carichi della copertura, gravati anche della spinta sismica, che nel nostro caso si esplica, secondo i dettami del par. 2.7 del D.M. 14/01/2008, ponendo pari a 5 il grado di sismicità S (valido per località ricadenti in zona 4).

Vista la semplicità geometrica e strutturale dell'opera in questione, si effettua l'analisi sismica statica, valutando il coefficiente di intensità $C = 0,03$.

Il peso W_i da considerare per la valutazione delle forze sismiche non subisce incrementi dovuti al carico accidentale poiché il carico neve ha coefficiente moltiplicatore nullo.

Per i setti portanti in muratura si ha quindi una forza orizzontale sismica:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W \cdot \beta \cdot \varepsilon = 0,03 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot (450 \cdot 4,70 \cdot 7,50) \cdot 2 \cdot 1,3 = 1485 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{F_h}{A_{\min \text{ setti}}} = \frac{1485}{25 \cdot 2 \cdot 460} = 0,065 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{\text{adm}}$$

Si effettua inoltre la verifica per il piano più basso dell'edificio (che in questo caso coincide con l'unico piano esistente):

$$\sigma = \frac{N}{0,5 \cdot A} = \frac{(15228 + 13470)}{0,5 \cdot (25 \cdot 1915)} = 1,2 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_m (= f_k / 5 = 6,8 \text{ daN/cm}^2)$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

3. CALCOLO FONDAZIONI

Si procede alla verifica dei micropali di fondazione sui quali si fa affidamento per la trasmissione dei carichi al terreno, non avendo il terreno stesso, nei primi metri di profondità, le caratteristiche geotecniche sufficienti a permettere la realizzazione di fondazioni dirette (superficiali), come descritto nella relazione geotecnica del dott. Alasia. Si ipotizza un comportamento sufficientemente rigido da parte del cordolo di fondazione in modo da poter considerare uniforme la pressione esercitata dal terreno su ciascuna coppia di micropali presenti. Si valuterà in ogni caso, per ogni coppia di pali, la maggiore area di competenza possibile, in modo da fornire un'unica verifica che soddisfi le esigenze di sicurezza strutturale di tutta l'opera.

I micropali di fondazione in tubolari di acciaio hanno un diametro di perforazione di circa 20 cm (armatura metallica tubolare: diam. 108 mm, spessore 8 mm) e lunghezza di 10 metri; tali tubolari, opportunamente valvolati, sono riempiti in boiacca cementizia in pressione (iniezione unica), in modo da far fuoriuscire parte della boiacca e quindi creare un rivestimento esterno al palo stesso, stimato in:

$$d_{eq} = 20 \cdot 1,15 = 23 \text{ cm}$$

Si calcola ora la portanza di un singolo palo di fondazione, eseguendo il calcolo considerando la sua infissione nel terreno sottostante la quota di 5,40 metri dal p.c., poiché lo strato superiore non possiede caratteristiche geotecniche portanti, ed il suo contributo viene quindi trascurato.

La portanza di punta viene trascurata poiché di valore trascurabile per i micropali, in modo particolare con le caratteristiche geotecniche del terreno in questione.

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può stimarsi a partire dai risultati numerici delle prove geotecniche effettuate tramite DPSH che hanno permesso di ricavare i valori di N_{SPT} (rif. *Lancellotta Calavera - Fondazioni*), e cioè ricavando:

$$\tau_{lat \text{ lim}} = 1/10 \cdot p_{lim} = 1/10 \cdot N_{SPT} / 2 = 0,03 \text{ MPa} = 0,30 \text{ daN/cm}^2$$

avendo desunto dalla relazione geotecnica il valore di N_{SPT} minimo tra le medie relative alle tre prove eseguite ($N_{SPT} = 6$).

Il valore assunto nei calcoli sarà quindi, valutando un fattore di sicurezza F_S pari a 2,5:

$$\tau_{lat} = \tau_{lat \text{ lim}} / F_S = 0,12 \text{ daN/cm}^2$$

La portanza complessiva di ogni coppia di pali (valutata per gli ultimi 5 metri di infissione) sarà:

$$P = n^2 \cdot 500 \cdot (\pi \cdot 23) \cdot \tau_{lat} = 8,67 \text{ t}$$

Il carico di competenza massima relativa ad una coppia di micropali, posizionata a 1,80 m. di interasse da quelle adiacenti, determina i seguenti carichi agenti:

$$N_{max} = P \text{ pali} + P.P. \text{ fondazione} + P.P. \text{ strutture} + P.P. \text{ neve} =$$

$$N_{max} = 2,2 \text{ t} + 2,2 \text{ t} + 3,0 \text{ t} + 1,1 \text{ t} = 8,50 \text{ t}$$

Poiché

$$P > N_{max}$$

la verifica risulta soddisfatta.

Moncalieri, 21/09/2015

ing. G.F. Capiluppi

.....