Comune di Barletta
Provincia di Provincia di Barletta-Andria-Trani

RELAZIONE TECNICA GENERALE
RELAZIONE DI CALCOLO

OGGETTO: COMUNE DI BARLETTAPROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL CORPO DI FABBRICA DESTINATO A SPOGLIATOIO A SERVIZIO DELLO STADIO COMUNALE "L. SIMEONE"

Spogliatoio dello stadio comunale "L. Simeone"

COMMITTENTE: Amministrazione comunale di Barletta

IL DIRIGENTE
Arch. Donato LAMACCHIA

Canosa, 03/07/2017

Il Progettista

(ing. Sabino flora)

Il Direttore dei Lavori

(...)

Il Collaudatore

PROVINCIA DI BARLETTA - ANDRIA - TRANI
SETTORE 7 SERVIZIO EDILIZIA SISMICA
AUTORIZZAZIONE n.
134/2017

(...)

TECNICO
AMMINISTRATIVO

STUDIO TECNICO ING. S. FLORA
via Pilo 4 - 76012 Canosa di P. (BT)
3480852518 - saflora@libero.it

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'immobile, oggetto di accertamento, contiene gli spogliatoi e servizi igienici a servizio dello stadio velodromo "Lello Simeone" di Barletta.

L'edificio, come si evince dalla tavola dei disegni 02a, è costituito da un corpo principale, che in pianta si sviluppa attraverso due blocchi:

- Blocco n.1 - a forma pseudo trapezoidale, aventi basi di ml 11,18 e 7,83 nonché altezza di ml 20,96, per una superficie coperta di mq 168 circa;
- Blocco n.2 – si sviluppa a pianta ad elle con lati di ml 6,50 e 5,25 nonché altezza di ml 5,27, per una superficie coperta di circa mq 31.
- da due corpi aggiunti, a pianta irregolare, separati dal corridoio di accesso al campo sportivo, aventi, rispettivamente, superficie coperte di circa mq 35 e 23.

L'intero immobile (corpo principale e corpo aggiunto) si eleva per un solo piano fuori terra di altezza pari a circa:

- ml 3,10 per il corpo principale dal piano delle fondazioni e altezza netta interna di ml 2.60;
- ml 3.40 (altezza media) dal piano delle fondazioni per il corpo aggiunto.

Le strutture portanti sono costituite da:

1. <u>blocchi 1 e 2:</u>
   - murature di tufo verticali con malta cementizia;
   - fondazioni dirette continue a zatterone di muratura di tufo;
   - 3. solai di copertura in latero cemento con travetti gettati in opera, forniti di cordoli in calcestruzzo armato in corrispondenza delle murature portanti verticali;
2. <u>Corpo aggiunto:</u>
   - Fondazioni costituiti da cordoli in calcestruzzo armato di larghezza pari a quella della muratura sovrastante;
   - **murature verticali** costituite da blocchi di laterizio, legati con malta, **non portanti;**
   - pannelli metallici monolitici coibentati.

Dallo stato dei luoghi, attraverso una serie di indagini strutturali eseguite si è potuto accertare che:

1) le fondazioni e le murature portanti verticali si presentano in buone condizioni di manutenzione e di conservazione;

2) alcuni solai si presentano in pessime condizioni di manutenzione e di conservazione, con travetti interessati da fenomeni corrosivi (carbonatazione, ecc.), con armatura a vista abbastanza degradate, causate da un fenomeno spontaneo ed irreversibile innescato dall'interazione chimico-fisica con l'ambiente di conservazione, per cui le armature risultano arruginite.

3) i rimanenti solai si presentano in discrete condizioni di manutenzione e di conservazione.

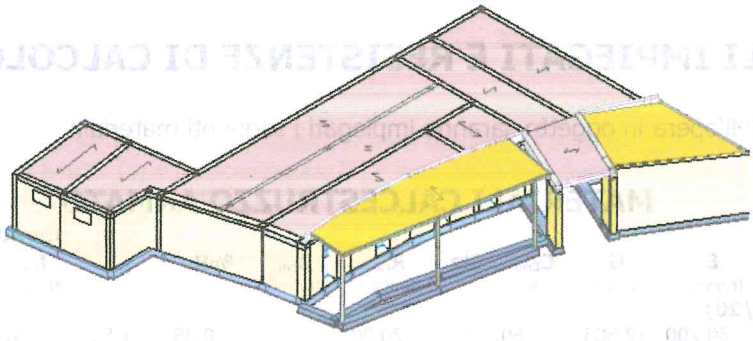
Gli interventi previsti, **finalizzati ad ottenere un miglioramento sismico dell'intero corpo di fabbrica**, consistono:

1) consolidamento dei solai che si presentano in pessime condizioni di manutenzione e di conservazione, mediante la realizzazione, all'estradosso, di una soletta collaborante e di un telaio di acciaio, che, di fatto, dimezza la luce dello stesso solaio;
2) consolidamento di alcune murature di tufo esistenti con la posa in opera di betoncino armato;
3) realizzazione di due strutture di acciaio, poggianti su travi rovesce, necessarie per assicurare, da un lato, un appoggio ai pannelli di copertura in modo svincolarli dalle murature di blocchi forati, che, di conseguenza, saranno di semplice tamponamento

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

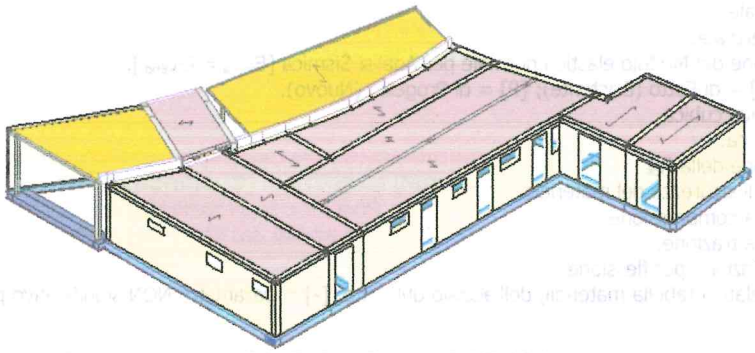
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*".
Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"*Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
"*Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".

Eurocodice 6 - "*Progettazione delle strutture di muratura*" - ENV 1996-1-1.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

											Caratteristiche calcestruzzo armato				
N_{id}	γ_k [N/m³]	$\alpha_{T,i}$ [1/°C]	E [N/mm²]	G [N/mm²]	C_{Erid} [%]	Stz	R_{ck} [N/mm²]	R_{cm} [N/mm²]	$\%R_{ck}$	γ_c	f_{cd} [N/mm²]	f_{ctd} [N/mm²]	f_{cfm} [N/mm²]	N	n Ac
Cls C16/20 FeB38K - (C16/20)															
001	25 000	0,000010	30 200	12 583	60	F	20,00	-	0,85	1,50	7,84	0,76	1,95	15	002
Cls C28/35_B450C - (C28/35)															
004	25 000	0,000010	32 588	13 578	60	P	35,00	-	0,85	1,50	16,46	1,32	3,40	15	005
Betoncino armato - (BtnArm)															
009	18 000	0,000010	24 665	10 277	60	P	8,00	-	0,85	1,50	3,76	0,49	1,27	15	005

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
$\%R_{ck}$	Percentuale di riduzione della R_{ck}
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI MURATURA

											Caratteristiche Muratura		
N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	C_{Erid}	Stz	$\gamma_{m,v}$/	$f_{cm(k)}$/	f_{tk}/	$f_{ck,0}$/	f_{vk0}/	μ	λ	TRT

							$\gamma_{m,s}$	$f_{cd,v}$/ $f_{cd,s}$	$f_{td,v}$/ $f_{td,s}$	$f_{cd,0,v}$/ $f_{cd,0,s}$	$f_{vd0,v}$/ $f_{vd0,s}$			M	F
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
Muratura1 a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) - con giunti sottili (< 10 mm) - (Mur1)															
006	16 000	0,000010	1 620	544	60	F	2,50	2,85	0,044	2,85	0,044	0,40	30	2	2
							2,00	0,95	0,015	0,95	0,015				
								1,19	0,018	1,19	0,018				
Muratura 3 calcestruzzo semplice - (cls)															
007	24 000	0,000010	30 200	12 583	60	F	2,50	16,00	1,900	16,00	1,900	0,40	30	2	2
							2,00	5,33	0,633	5,33	0,633				
								6,67	0,792	6,67	0,792				
Muratura in blocchi di laterizi semipieni (perc. foratura < 45%) - (M.B.L.S.)															
008	12 000	0,000010	4 500	1 731	60	P	2,50	5,00	0,350	5,00	0,350	0,40	20	1	2
							2,00	2,00	0,140	2,00	0,140				
								2,50	0,175	2,50	0,175				

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k Peso specifico.
$\alpha_{T,I}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$\gamma_{m,s}$ Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
$\gamma_{m,v}$ Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
$f_{cm(k)}$/ $f_{cd,v}$/ $f_{cd,s}$ $f_{cm(k)}$= Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,v}$= Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,s}$= Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
f_{tk}/ $f_{td,v}$/ $f_{td,s}$ f_{tk}= Resistenza caratteristica a trazione. $f_{td,v}$= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{td,s}$= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{ck,0}$/ $f_{cd,0,v}$/ $f_{cd,0,s}$ $f_{ck,0}$= Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. $f_{cd,0,v}$= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,0,s}$= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
f_{vk0}/ $f_{vd0,v}$/ $f_{vd0,s}$ f_{vk0}= Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. $f_{vd0,v}$= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{vd0,s}$= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
μ Coefficiente di attrito.
λ Snellezza.
TRT M Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,I}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	$f_{tk,1}$/ $f_{tk,2}$	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7} NCnt	γ_{M7} Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							
FeB38K - (FeB38k)																
002	78 500	0,000010	210 000	80 769	F	375,00 -	-	326,09 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-
Acciaio B450C - (B450C)																
005	78 500	0,000010	210 000	80 769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k Peso specifico.
$\alpha_{T,I}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$f_{tk,1}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{tk,2}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm $< t \leq 80$ mm).
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SLE}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	$f_{tk,1}$/ $f_{tk,2}$	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	NCn t	γ_{M7} Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							

$f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t <= 40 mm).
$f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
$f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
$f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali

N_{id}	γ_k [N/m³]	$\alpha_{T,i}$ [1/°C]	E [N/mm²]	G [N/mm²]	C_{Erid} [%]	f_{fk} [N/mm²]	γ_{Rd}	ηl	$\eta_{a,1}$	$\eta_{a,2}$	$\eta_{a,3}$	TAC
Acciaio - (Fe)												
003	78 500	0,000012	210 000	80 769	100	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
f_{fk} Resistenza caratteristica a rottura.
γ_{Rd} Coefficiente parziale di modello per taglio-torsione.
ηl Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
$\eta_{a,1}$ Fattore di conversione ambientale per esposizione "Interno".
$\eta_{a,2}$ Fattore di conversione ambientale per esposizione "Esterno".
$\eta_{a,3}$ Fattore di conversione ambientale per esposizione "Ambiente Aggressivo".
TAC Tipologia di Applicazione del Composito: [A] = Tipo A; [B] = Tipo B; [-] = materiale generico.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm²]
Cls C16/20 FeB38K	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	8,30
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	6,23
FeB38K	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	250,00
Cls C28/35_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	17,43
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	13,07
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00
	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio Rinforzo	360,00
Betoncino armato	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo Rinforzo	3,98
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo Rinforzo	2,99

LEGENDA:

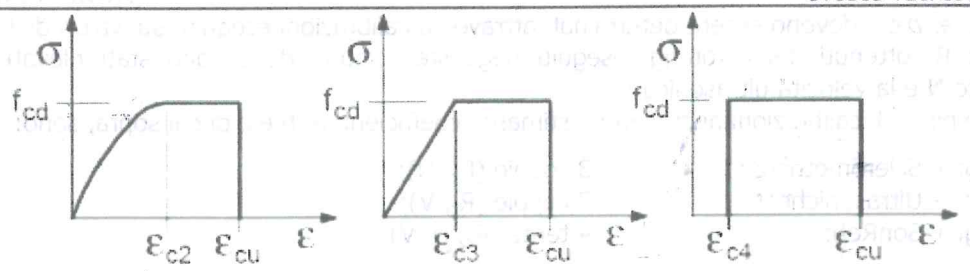
SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
$\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al par. 4.5.6.1. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è assunto sempre pari a **2**, come indicato all'ultimo comma del par. 7.8.1.1.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14/01/2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).

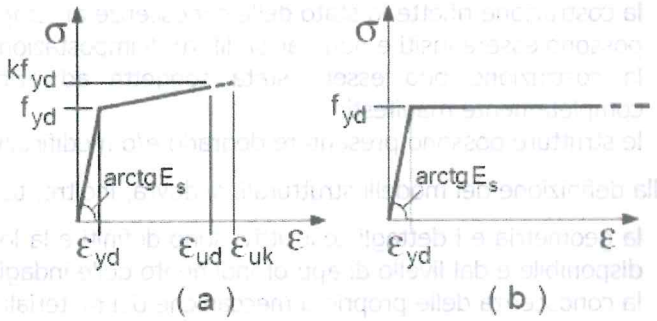


Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$\varepsilon_{c2} = 0{,}0020$; $\varepsilon_{cu2} = 0{,}0035$.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14/01/2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).
La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f. Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.



Per il calcolo della capacità di **elementi/meccanismi duttili** o **fragili** si impiegano le proprietà dei materiali esistenti (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.
Per il calcolo della capacità di resistenza degli **elementi fragili primari**, le resistenze dei materiali (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.
Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (par. C8.A.1.A.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (par. C8.A.1.A.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (par. C8.A.1.A.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617);

con riferimento alla Tabella C8A.1.1 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - par. C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - par. C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	**Fattore di confidenza**
LC2	**1.20**

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

La stima della resistenza del calcestruzzo nei punti dove sono state condotte prove non distruttive avviene attraverso una correlazione analitica tra i parametri non distruttivi **velocità ultrasonica** (V), **indice sclerometrico** (N) e la **resistenza del calcestruzzo** (R_c), utilizzando le seguenti relazioni:

- $R_c = a \cdot N^b$ Prove sclerometriche
- $R_c = a \cdot \exp^{bV}$ Prove ultrasoniche
- $R_c = a \cdot N^b \cdot V^c$ SonReb

I coefficienti *a*, *b* e *c* devono essere determinati attraverso calibrazioni eseguite sui valori della resistenza del calcestruzzo R_c ottenuti dai carotaggi eseguiti negli stessi punti dove sono stati rilevati anche l'indice sclerometrico N e la velocità ultrasonica V.
Il numero minimo di calibrazioni necessarie a stimare i coefficienti a, b e c di cui sopra, sono:

- Carotaggi + Sclerometriche: 3 coppie (R_c, N);
- Carotaggi + Ultrasoniche: 3 coppie (R_c, V);
- Carotaggi + SonReb: 4 terne (R_c, N, V).

4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

- **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.
L'immobile, esistente da almeno settanta anni, non ha subito nel tempo variazioni strutturali importanti, anche se la realizzazione successiva dei due corpi aggiunti, ha interessato in parte e muri maestri in quanto i pannelli coibentati di copertura dei corpi aggiunti poggiano da un lato sulla muratura perimetrale, incrementando i carichi verticali, anche se di modeste entità.

- **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.
Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.
Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.
Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.
In particolare, si è proceduto a rilevare, a campione, la tipologia e le dimensioni di:

- ✓ fondazioni esistenti:
- ✓ muri maestri;
- ✓ solai di copertura.

Una parte dei solai in latero-cemento si presentano, come si può rilevare dall'allegata documentazione fotografica, in pessime condizioni di manutenzione e di conservazione, tant'è vero che in parte risultano già puntellati.
In particolare, i solai stessi, a mio parere, sono stati per lungo tempo impregnati di umidità proveniente dall'esterno e anche dall'interno, considerato che sono destinati a spogliatoi con utilizzo frequente di produzione di vapore acqueo.
Com'è noto l'alternanza dell'umidità (da 0 al 100%) produce sul calcestruzzo precisi fenomeni di degrado,

con avanzati stati di carbonatazione, tuttora in corso e che ha creato evidenti problematiche sui ferri di armatura dei travetti.
Le stesse armature presentano un diametro ormai inferiore a quello originario per effetto della corrosione nonché variazioni cromatiche che si estendono sul calcestruzzo..
A dimostrazione incontrovertibile del gravissimo degrado del solaio, è sufficiente guardare le fotografie allegate.
Per quanto riguarda la muratura portante verticale, si può ritenere che si presentano in discrete condizioni di manutenzione e di conservazioni, con un quadro fessurativo poco evidente e comunque al massimo al livello di qualche lesione capillare.

- **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Sono state eseguite indagini sul calcestruzzo del solaio mediante carote estratte lungo il perimetro esterno del corpo di fabbrica in corrispondenza dei cordoli di coronamento del solaio di copertura.
I risultati della prova a schiacciamento delle carote estratte sono contenuti nei certificati **n.ri 148648 e 148649 del 21/09/2016 del laboratorio ISPEC di Barletta.**
Il valore della resistenza ricavata dalle prove di compressione sui campioni ottenuti per carotaggio, da confrontare con il valore della resistenza caratteristica di progetto, deve essere elaborato con molta prudenza, a ragione della notevole influenza che diversi fattori hanno sulle caratteristiche delle carote, quali la messa in opera del calcestruzzo indagato, le condizioni di maturazione e le modalità di prelievo delle stesse carote.
La stima, e quindi il giudizio, della qualità del calcestruzzo in opera, formulata sulla scorta della resistenza determinata su carote prelevate, deve fare quindi ricorso a vari coefficienti correttivi necessari a compensare il maggiore o minore effetto di confinamento, in funzione della snellezza del campione, applicato dalle piastre alle estremità del campione nella prova di compressione, piuttosto che l'effetto della direzione del carotaggio rispetto alla direzione del getto, ma soprattutto dell'effetto del disturbo causato dalle operazioni di prelievo: detensionamento del campione, annullamento del confinamento degli aggregati, deterioramento del legame all'interfaccia legante-aggregato dovuto alle azioni meccaniche di prelievo.
Si può quindi affermare che la resistenza alla compressione, determinata su carota, è penalizzata dalla riduzione in quota parte del contributo proveniente dagli aggregati presenti sulla superficie laterale della carota.
Tale effetto, a parità di diametro del provino, viene minimizzato per calcestruzzi di classe di resistenza elevata e si riduce al crescere della dimensione massima degli aggregati presenti.
Questa riduzione di resistenza deve essere considerata nel calcolo della resistenza strutturale, tramite l'introduzione di un coefficiente moltiplicativo detto **Fattore di disturbo F_d**.
Da specifici studi effettuati, si è riscontrato che il valore di F_d decresce all'aumentare della resistenza f_{carota} rilevata sulla specifica carota.
Si suggerisce quindi di adottare i valori riportati nella Tabella seguente:

f_{carota} [N/mm^2]	10 ÷ 20	20 ÷ 25	25 ÷ 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	> 40
F_d	*1.10*	*1.09*	*1.08*	*1.06*	*1.04*	*1.00*

Nel nostro caso, i valori ottenuti variano da un minimo di 134 N/mmq a 144 N/mmq, per cui scartando il valore minimo, si ottiene:

fck= 1,10*(141+141+144)/3= 156,2 N/mmq

ossia un calcestruzzo di modeste prestazioni assimilabile ad un classe C16/20.
Dagli stessi certificati si rileva che il calcestruzzo è interessato ad estesi fenomeni di carbonatazione.

Sono state effettuate n. 3 prove di carico dei solai, a due campate in corrispondenza dei locali 2, 3 e 4 indicati nella tavola dei disegni n.1.
Le modalità delle prove statiche effettuate ed i risultati ottenuti sono riportati nel rapporto di prova n. 148683 del 10/10/2016 del Laboratorio ISPEC di Barletta.
Le tre campate interessate sono le stesse sia per quanto riguarda le luci sia per le caratteristiche del solaio che di seguito vengono riportate:

- Tipologia solaio: latero cemento unidirezionale ad armatura lenta con travetti in e laterizi;
- Destinazione: solaio non praticabile;

- Spessore: 20 cm, di cui travetti di altezza di cm 16 e soletta di cm 4;
- Classe calcestruzzo: C16/20;
- Interasse travetti cm 50;
- Luce = ml 4,80;
- Carico assunto: accidentale= 1,000 KN/mq (neve).

Nella stesso rapporto vengono riportati i diagrammi di deformazione ed i valori delle frecce massime sia nel primo sia nel secondo ciclo di carico.
I diagrammi risultano normali, in quanto la linea elastica è congrua con la tipologia della struttura e con i carichi applicati.
La freccia massima per le tre prove si ha sia nel solaio dello spogliatoio n.2 sia in quello del n.4, con un valore di fmax= 0,42 mm.
Perché il solaio si possa considerare in equilibrio statico dovrà verificarsi che la freccia teorica ft, rinveniente dal calcolo elastico lineare, sia non minore della freccia massima misurata fmax= 0,42 mm.
Ipotizzando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata agli estremi, per cui si ha il valore massimo della freccia teorica, si ottiene:

$$ft= 5/768*(q*L^4)/(E*J)$$

dove:

- q= carico neve per travetto= 0,50 N/mm;
- L= 4800 mm;
- E= modulo elastico cls= 30.200 N/mmq;
- J= momento d'inerzia della sezione a T resistente, formata dal travetto e dalla solettina collaborante= 1597870000 mm^4

A conti fatti risulta:

$$ft=0,04 \text{ mm}$$

per cui la prova di carico ha dato, in tutti e tre i casi, un risultato negativo (squilibrio statico), in quanto la freccia teorica risulta nettamente minore di quelle effettivamente registrate.

Per quanto riguarda le murature delle fondazioni e dei muri maestri, sono state effettuate una serie di indagini da parte del laboratorio ISPEC PUGLIA, i cui risultati sono riportati nell'allegato rapporto di prova n. 149394 del 10/05/2017.
Sono state eseguite:

- ✓ N.7 prove penetrometriche sulla malta;
- ✓ N.7 prove in laboratorio su conci di tufo per la determinazione della resistenza a compressione, della densità e del modulo di elasticità;
- ✓ Prova con martinetto doppio.

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.
Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).
La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **D.M. 14/01/2008**.
La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi

N_{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve [N/m²]
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	murature di mattoni forati s=30	Carico Permanente	peso proprio	3 300	Intonaco interno, intonaco esterno	700		0	0
002	S	muratura di mattoni forati cm 25	Carico Permanente	peso proprio	2 750	Intonaco interno, intonaco esterno	700		0	0
003	S	LatCem Cop.non acc. H25	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3 530	Pavimento, sottofondo, massetto armato e intonaco inferiore	2 300	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	1 000
004	S	LatCem Cop.non acc. esist H20	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2 800	Pavimento, sottofondo, massetto armato e intonaco inferiore	2 300	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	1 000
005	S	Pannello di copertura coibentato	Coperture accessibili solo per manutenzione	peso proprio	120		0	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	1 000

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo dell'analisi di carico.
T. C.	Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.
PP, PNS, SA	Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g, F_0 e T^*_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.3183	16.2875	15

7.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Nelle strutture intelaiate progettate in CD"B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [***non significativo per le strutture in muratura***]	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ, spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).
Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	**REGOLARE**

7.2 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.
In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

	Parametri di pericolosità sismica							
Stato Limite	a_g [g]	F_o	T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_S [s]
SLO	0.0451	2.547	0.285	1.41	0.134	0.403	1.780	1.20
SLD	0.0584	2.536	0.323	1.38	0.148	0.445	1.834	1.20
SLV	0.1683	2.524	0.393	1.33	0.174	0.521	2.273	1.20
SLC	0.2337	2.442	0.412	1.31	0.180	0.541	2.535	1.17

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura (q).
Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.
Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1,00**.
Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "*Tabulati di calcolo*" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

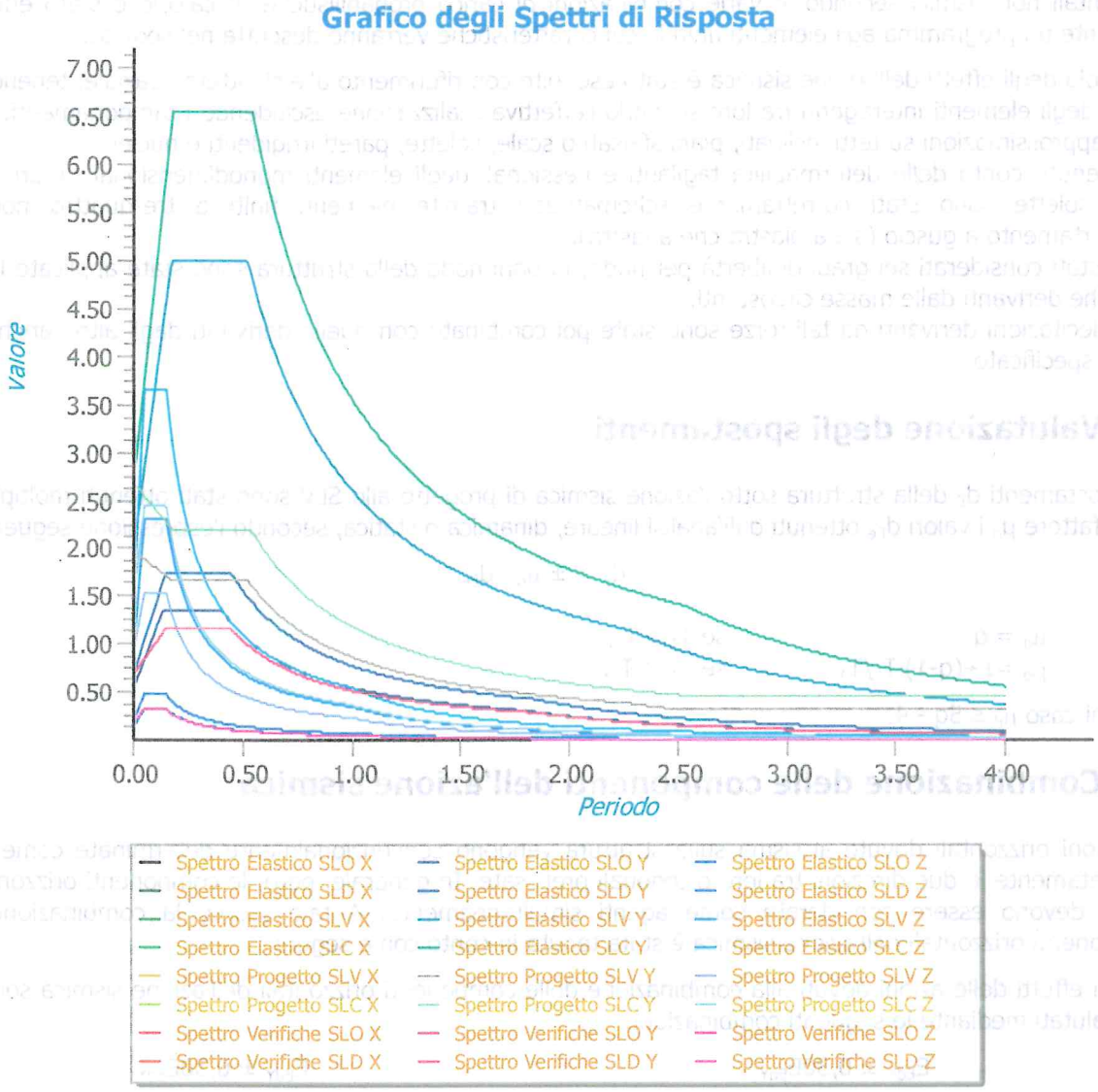
Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura (q_X) per sisma orizzontale in direzione X: **3,000**;
Fattore di Struttura (q_Y) per sisma orizzontale in direzione Y: **3,000**;
Fattore di Struttura (q_Z) per sisma verticale: **1,50**.

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di struttura è invece calcolato secondo quando indica la Circolare 02-02-2009 n. 617 al par. C8.7.1.2. Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q, il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2{,}0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1{,}5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ negli altri casi;

in cui α_u e α_1 sono definiti al par. 7.8.1.3 del D.M. 14/01/2008. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u/α_1 pari a 1,5.
Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



7.3 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**78**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	88.0
salvaguardia della vita	Y	88.5
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \qquad \text{con} \qquad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1+\beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1+\beta_{ij}^2)} \qquad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.
Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).
Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.
Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

7.4 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;
$\mu_d = 1+(q-1)\cdot T_C/T_1$ se $T_1 < T_C$.

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

7.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY} \qquad\qquad E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;
E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.
La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdZ}$ $E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdZ}$ $E_{EdZ} \pm 0{,}30E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY}$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;
E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

7.6 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

8 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).
I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.
Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).
Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

8.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.
Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \ldots\ldots \quad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

γ_{G1}, γ_{G2}, γ_{Q} coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/2008;
ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **20 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).
I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".
In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1+G_2+P+E+\Sigma_i\psi_{2i}\cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K+\Sigma_i(\psi_{2i}\cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/2008.
I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 14/01/2008.
I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.
Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

8.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1+G_2+P+E+\Sigma_i\psi_{2i}\cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K+\Sigma_i(\psi_{2i}\cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

8.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14/01/2008 al par. 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj}: valore caratteristico della j-esima azione permanente;
P_{kh}: valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
Q_{k1}: valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q_{ki}: valore caratteristico della i-esima azione variabile;
ψ_{0i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
ψ_{1i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}: coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i}, ψ_{1i}, ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).
Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (**1**), "**Frequente**" (**2**) e "**Rara**" (**3**).
Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	**EdiLus**
Versione	40.00d
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85082242
Intestatario Licenza	FLORA ing. SABINO
Produzione e Distribuzione	**ACCA software S.p.A.** Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.
È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).
L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.
Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

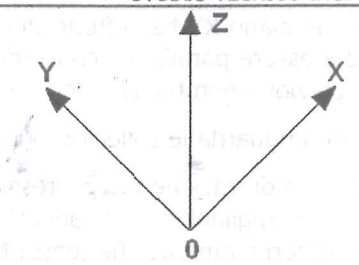
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

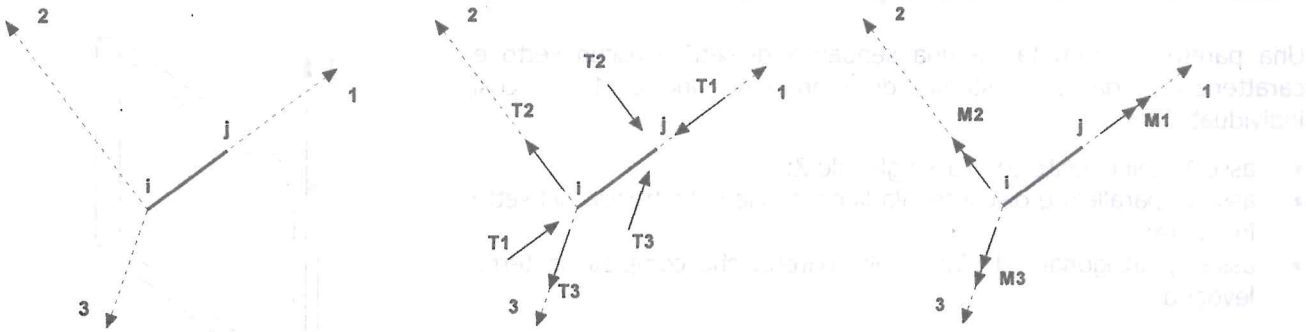
9.3 Sistemi di Riferimento

9.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



9.3.2 Riferimento locale per travi



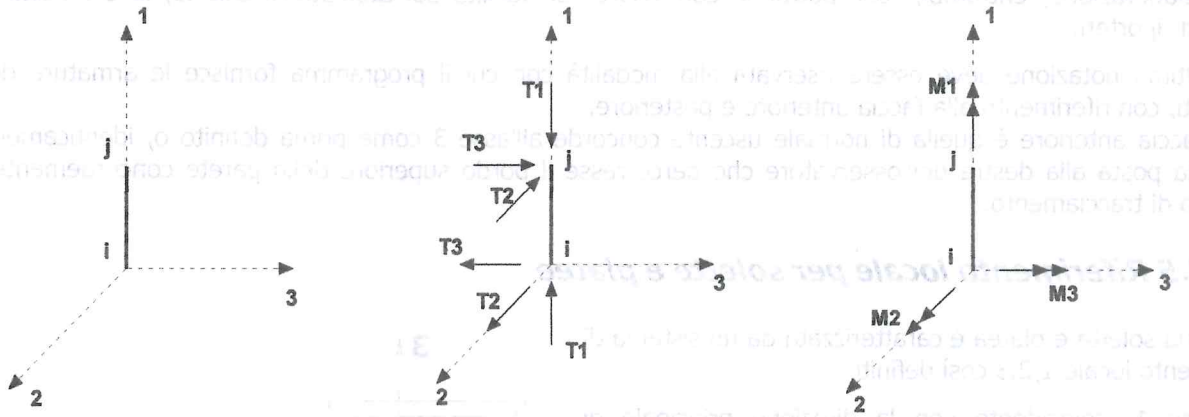
L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglianti T_2 e T_3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1.

9.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

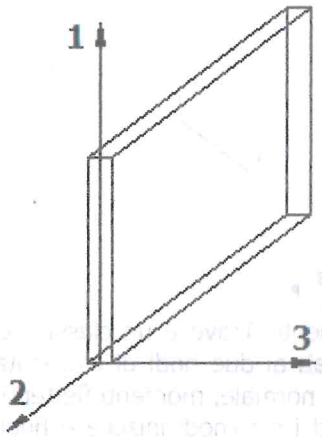
Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del

pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

9.3.4 Riferimento locale per pareti



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al mimino gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

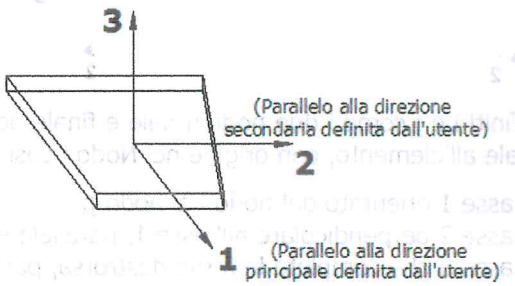
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

9.3.5 Riferimento locale per solette e platee



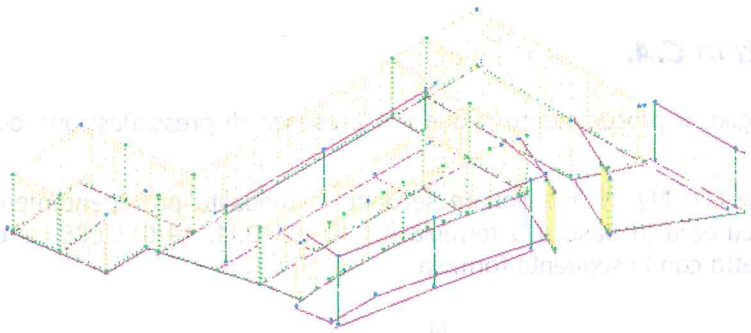
Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

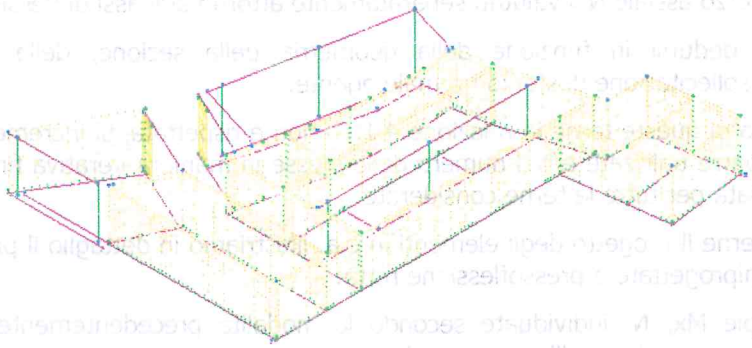
9.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "*Tabulati di calcolo*".
Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.
In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.
Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.
Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

10 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14/01/2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel par. 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

10.1 Verifiche di Resistenza

10.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne Mx, My, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14/01/2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^{\alpha}\le 1$$

dove:

M_{Ex}, M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx}, M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie Mx, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna Mx, My, N, o la coppia Mx, N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.
Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

10.1.1.1 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (***di Fatto***), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;

- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura q, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per q = 1.5, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.
Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.
Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel par. C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (***di Progetto***), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

10.1.1.2 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del ***carico limite*** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

10.1.2 Muratura

Per quanto concerne la verifica degli ***elementi in muratura*** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.
In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- ***Pressoflessione nel piano***: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 14/01/2008. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_0/2) \cdot (1 - \sigma_0/0{,}85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t è lo spessore della zona compressa della parete;
$\sigma_0 = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_0/0{,}85 \cdot f_d) < 0$;
$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.1 del D.M. 14/01/2008, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0{,}8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0{,}85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\varepsilon_m = 0{,}0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0{,}01$ per l'acciaio teso.

- ***Taglio nel piano***: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.2 del D.M. 14/01/2008 .
- ***Pressoflessione fuori piano***: la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni

sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o/2) \cdot (1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t è lo spessore della zona compressa della parete;
$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$;
$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al par. 4.5.6.2 del D.M. 14/01/2008, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;
$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;
Φ_t è il coefficiente "*trasversale*" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di ***testa/piede*** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i/t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S/N_S + H/200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di ***mezzeria*** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.3 del D.M. 14/01/2008, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- ***Snellezza***: la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- ***Pressoflessione nel piano***: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 14/01/2008:

$$M_R = H_p \cdot h/2 \cdot [1 - H_p/(0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p: minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$;
$f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- ***Taglio nel piano***: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 14/01/2008:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}; \quad V_p = H_p \cdot h/L \cdot [1 - H_p/(0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

h: altezza della sezione della trave;
$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L: luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di ***meccanismi locali***, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.A.4 della Circolare 02-02-2009 n. 617.
Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

10.2 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.7.1 del D.M. 14/01/2008, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

11 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "*Tabulati di calcolo*" costituente parte integrante della presente relazione.

12 – MODALITA' PRESENTAZIONE RISULTATI

Il presente documento fa riferimento agli **elaborati grafici sintetici** in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 14 gennaio 2008.
Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi,

spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.
Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.
Detti risultati vengono completamente riportati nell'allegata tavola dei disegni .

13 – GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI

Nella presente relazione si riportano alcuni controlli effettuati per verificare l'attendibilità dei risultati forniti dal software impiegato. Infatti, al capitolo 10 delle NTC 14-01-2008, è specificato che spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati a controlli che ne comprovino l'attendibilità.
Di seguito, vengono elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, specificando di volta in volta i metodi e gli schemi semplificati utilizzati.

VERIFICA A PRESSO FLESSIONE TRAVE DI FONDAZIONE C.A.

Id_{Tr}	$\%L_{LI}$ [%]	$N_{Ed,s}$ [N]	$M_{Ed,3,s}$ [N·m]	$N_{Ed,i}$ [N]	$M_{Ed,3,i}$ [N·m]	$A_{s,s}$ [cm²]	$A_{s,i}$ [cm²]	CS_s	$(X/d)_s$	CS_i	$(X/d)_i$	R_f
Trave G1-3b	0%	-	-	63 067	10 537	4,62	4,62	-	VNR	5,83	0,13	NO
	12,5%	**62 927**	**2 918**	-	-	**4,62**	**4,62**	**21,03**	**0,13**	-	**VNR**	**NO**
	25%	62 927	9 607	-	-	4,62	4,62	6,39	0,13	-	VNR	NO
	37,5%	62 927	11 897	-	-	4,62	4,62	5,16	0,13	-	VNR	NO
	50%	62 927	11 598	-	-	4,62	4,62	5,29	0,13	-	VNR	NO
	62,5%	63 319	10 115	-	-	4,62	4,62	6,07	0,13	-	VNR	NO
	75%	63 168	8 352	-	-	4,62	4,62	7,35	0,13	-	VNR	NO
	87,5%	63 168	6 829	-	-	4,62	4,62	8,99	0,13	-	VNR	NO
	100%	63 168	5 869	-	-	4,62	4,62	10,46	0,13	-	VNR	NO

Trave 3b-G1
Se si prende in considerazione la terza sezione (12,5%), si ha:
b= 500 mm;
h= 300 mm;
c= 20 mm;
d= 280 mm;
Afs= 462 mmq
Afi = 462 mmq;
X= distanza asse neutro dal lembo più compresso;
Rck= 35 N/mmq;
fck= 0,83 Rck= 29,05 N/mmq
fcd= fck/1,5= 19,36 N/mmq
α * fcd= 0,85 * 19,36 N/mmq= 16,46
fyd= fyk/1,15= 450/1,15= 391,3 N/mmq
εyd= 0,00186

N= 63067 N
Mxi= 10537 Nm

Csi= 5,83

Con riferimento alla sezione viene effettuata la verifica a sforzo normale e flessione retta, utilizzando le formule per sezione parzializzata:
$\varepsilon s = (-(d-x)/x)*\varepsilon_{cu}$
$\varepsilon' s = ((x-c)/x)*\varepsilon_{cu}$
le corrispondenti tensioni σs e σ's possono essere ricavate dalle relazioni:

σs= -fyd per εs<εyd
σs= Es*εs per -εyd <εs<εyd
σs= fyd per εs>εyd

Moltiplicando tali tensioni per le aree delle armature si ottengono le risultanti Ns ed N's, mentre la risultante Nc delle tensioni di compressione nel cls vale:

Nc= - β*b*x*α*fcd con β=0,810

Per cui si ha: Nsd= Ns+N's+Nc

Una volta che il valore di Nsd coincide con Ni, si può determinare il momento resistente applicando la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto al punto "O"

Mrd=-Nc * (h/2-kx) + (Ns-N's) (h/2-c) dove K= 0,416

Utilizzando "Excel", si trova che lo sforzo normale diventa pari a Ni e, da qui, si ottiene il valore definitivo di Mrd.
La verifica sarà soddisfatta se:

Cs (coefficiente di sicurezza)= Mrd/M > 1

h	b	c	d	As	A's	x	εs=-(d-x)εcu/x	σs	ε's=(x-c)εcu/x	σ's	Ns=As*σs	β	α*fcd	N's=A's*σ's	Nc=-β*b*x*α*fcd	Nsd=Nc+Ns+N's	K	Mrd=(-Nc(h/2-Kx)+(Ns-N's)(h/2-c))/1000	Cs
300	500	20	280	462	462	16,00	0,05775	391	0,00088	-391	180642	0,810	16,46	-180642	297639	63067	0,416	62 256	**5,9**

Il coefficiente calcolato è 5,9 circa uguale a 5,83

14 – VERIFICA INCREMENTO CARICHI IN FONDAZIONE

L'incremento dei carichi è dovuto essenzialmente alle nuove strutture progettate ossia alle travi sotto riportate: G1-G2-G3/3b-4°/4b-5°/G-G5-G6/P30-P32/G6-G8

TRAVI-ESISTENTI	SUP	qu	QT	TRAVE-PROG	SUP	qu	δQT
P1-P2	3,45	0,050	0,173	G1-G2-G3	6,70	0,026	0,174
P3-P4	2,90	0,050	0,145	3b-4a	0,60	0,020	0,012
P5-P6	1,95	0,050	0,098	4b-5a	0,60	0,020	0,012
P7-P11	13,90	0,050	0,695	G4-G5-G7	4,30	0,016	0,069
P12-P14	4,90	0,060	0,294	P30-P32	2,40	0,040	0,096
P23-P21	9,70	0,060	0,582	G6-G8	2,90	0,016	0,046
P31-P28	3,90	0,045	0,176	TOT			**0,409**
P26-P30	2,50	0,055	0,138				

P7-P30	7,30	0,060	0,438
P35-P30	2,30	0,050	0,115
P34-P26	2,50	0,060	0,150
P24-P33	2,50	0,060	0,150
P13-P15	1,70	0,060	0,102
P1-P10	4,10	0,060	0,246
P2-P6	3,80	0,060	0,228
P11-P21	5,30	0,065	0,345
P22-P28	0,90	0,050	0,045
TOT			**4,118**

Considerato che il carico sulla struttura esistente risulta 4,118 mentre l'incremento di carico è 0,409, si ha:

0,0409/4,118=0,0099 pari ad un incremento del 0,99 %<20% (miglioramento sismico).

15 – CALCOLO VERIFICA CONSOLIDAMENTO SOLAIO

Nelle pagine seguenti viene riportato il calcolo di verifica del solaio con la soletta collaborante.

Progetto:	Consolidamento solaio di copertura spogliatoi stadio "Simeone" di Barletta	
Progettista:	ing, Sabino Flora	Versione 1,04

Dimensionamento rinforzo travi in cls con soleitta collaborante con connettore CENTROSTORICO

Verifiche secondo il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Tipologia: Solai con travetti puntellati in fase di maturazione del calcestruzzo

Geometria:

Numero di campate: 2

Lunghezza campate: 276 + 210 cm

Vincolo laterale sinistro: M = -g1 L2 /48

Vincolo laterale destro: M = -g1 L2 /1000000

Spessore soletta collaborante: 5 cm

Spessore soletta preesistente: 4 cm

Altezza travetto: 16 cm

Larghezza travetto: 8 cm

Interasse travetti: 50 cm

Armature	1°			2°			Copriferro
	sx	cen	dx	sx	cen	dx	
	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm
Nuova superiore	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2
Esistente sup	1,12	0,00	0,00	0,00	0,00	1,12	2
Esistente inf	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	2
Zona cls pieno agli appoggi	sx		dx	sx		dx	
	5		5	5		5	cm

Materiali:

Calcestruzzo esistente: C16/20 - Rck 20

g cls = 1,6

Rck = 20 N/mm^2

Ecm = 28608 N/mm^2

peso = 2500 kg/m^3

Calcestruzzo di rinforzo: Calcestruzzo CentroStorico

Rck = 28 N/mm^2

Ecm= 17000 N/mm^2

		g cls =	1,5		peso =	1650 kg/m^3
	Armatura esistente	Feb 38 k			fyk =	375 N/mm^2
		g acc =	1,16		fyd=	322 N/mm^2
	Armatura nuova	B450C			fyk =	450 N/mm^2
		g acc =	1,15		fyd=	391 N/mm^2
	Connettore Centrostorico	g conn =	1,25	Resistenza caratteristica in zona non fessurata	Pk =	12,6 kN
				Resistenza di progetto in zona non fessurata	Pd =	10,0 kN
				Resistenza di progetto in zona fessurata	Pd t=	7,0 kN
Carichi:	peso proprio solaio esistente					2,4 kN/m^2
	peso soletta collaborante	5 cm di Calcestruzzo CentroStorico				0,8 kN/m^2
	massetto	5 cm di massetto MassettoCentroStorico				0,6 kN/m2
	sottofondo	4 cm di sottofondo SottofondoCentroStorico				0,3 kN/m2
	altri permanenti					2,3 kN/m^2
	altri permanenti					0,0 kN/m^2
	Variabili					1,0 kN/m^2

Azioni:	g_1, per travetto =	2,69	kN/m
	g_2 + q , per travetto =	2,48	kN/m
Flessione:	Coefficiente di omogenizzazione:	25,7	per le zone soggette a momento positivo
		15,7	per le zone soggette a momento negativo
	Momento positivo sollecitante:	3,0	kNm x =121 cm 1° campata
	Momento positivo resistente:	7,8	kNm limite lato acciaio
	Verifiche M+ superate		
	Momento negativo sollecitante:	-3,8	kNm x =276 cm 1° campata
	Momento negativo resistente:	-20,8	kNm limite lato acciaio
	Verifiche M- superate		

Massimi momenti resistenti calcolati con materiali al limite elastico.

Taglio:

Taglio sollecitante: 5,4 kN x =226 cm 1° campata

Taglio resistente: 8,5 kN

Verifiche V superate

Taglio resistente calcolato senza contributo di armatura a taglio.

Connettori:

	Totale		1° campata			2° campata			-		
Zone:			Prima parte	Parte centrale	Terza parte	Prima parte	Parte centrale	Terza parte			
Lunghezze zone:	cm	486	69	138	69	53	105	53			
Distanza connettori:	cm		28	48	18	20	32	46			
Numero di connettori:		16	2	3	4	3	3	1			
n° connettori / m2		6,6									

Canosa, 03/07/2017

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA BARLETTA-ANDRIA-TRANI
INGEGNERE
SABINO
FLORA
Sez. A - 112
a) CIVILE AMBIENTALE
b) INDUSTRIALE
c) dell'INFORMAZIONE

Il progettista strutturale

ing. Sabino flora

Per presa visione, *il direttore dei lavori*

...

Per presa visione, *il collaudatore*

...