

Comune di Bari
Regione Puglia

**Fondazione
Apulia Film
Commission**



Restauro e Ristrutturazione

del Palazzo del Mezzogiorno -

Padiglione 81 della Fiera del Levante -

per la sede della

APULIA FILM HOUSE

progetto esecutivo

coordinamento generale progettazione

progettazione esecutiva architettonica:

arch. Mauro Sàito

via Cardinale M. Mimmi, n. 32 - 70124 Bari - 080.5093952 - saitoba@maurosaito.it

con: arch. Rosa Giacomobello, arch. Michele Liuzzi

**progetto esecutivo strutture, interventi di miglioramento sismico,
coordinamento della sicurezza:**

esse ingegneria s.r.l

corso Vittorio Emanuele II, n. 171 - 70122 Bari - 080.5210493 - info@esseingegneria.it

ing. Nicola Stefanelli

arch. Micaela Pignatelli

con: geom. Paolo Danza, Felice Di Chito, ing. Umberto Gallo,

geom. Mauro Modugno, ing. Giada Paolotti, ing. Giuseppe Sofia

impianti tecnologici e speciali, piano di manutenzione:

ing. Massimiliano Quarta

via Cardinale M. Mimmi, n. 32 - 70124 Bari - 080.5093952 - quartaingegneria@gmail.com

con: ing. Sabrina Soffietto, ing. Roberto Sabato,

p.i. Francesco Di Pompa, ing. Nicola M. Ugenti

consulente per la museologia e le tecnologie audiovisive:

ing. Raphael Mayer Aboav

geologia: dott. geol. Antonino Greco

indagini e diagnostica: Landnet di U. Calò & C. s.n.c.

responsabile unico del procedimento (Fondazione Apulia Film Commission)

dott. Silvio Maselli

**RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE (AI SENSI DEL CAP.10
DEL D.M. 14.01.2008) - BLOCCO
SERVIZI (BLOCCO 1)**

R.03C

archivio 1111

settembre 2013

Oggetto.

La presente relazione accompagna il progetto esecutivo per il nuovo blocco servizi nell'ambito del progetto di restauro e ristrutturazione del Palazzo del Mezzogiorno per la sede della Apulia Film House.

Localizzazione.

Comune : Bari
Provincia : Bari
Indirizzo : Polo fieristico "Fiera del Levante"

Tipologia della costruzione.

La costruzione oggetto della relazione rientra nella tipologia definita come:

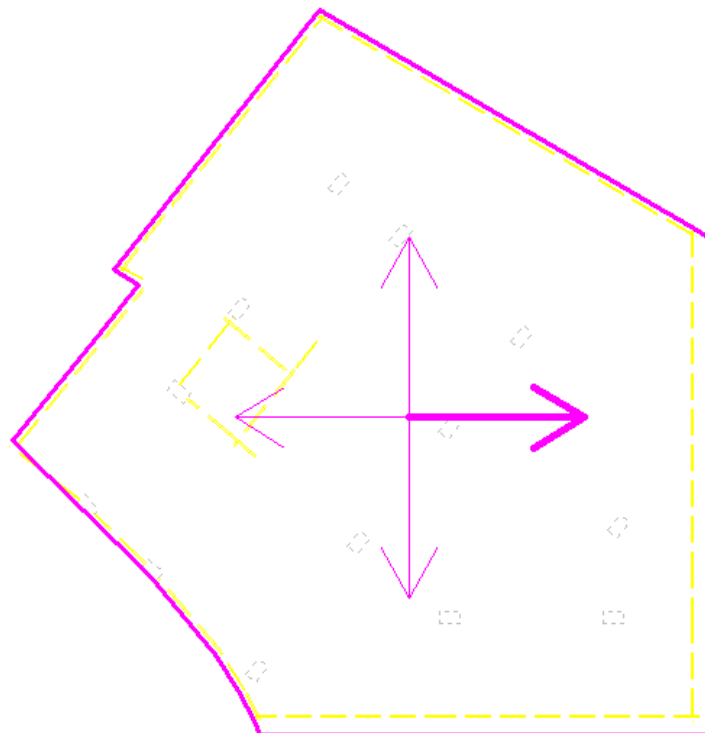
Tipologia Struttura : Edifici con struttura in cemento armato
Tipologia Edificio : Strutture a telaio con più piani e più campate
Tipologia Strutturale : Strutture a telaio, a pareti accoppiate o miste
Modalità di Collasso : Strutture a telaio e miste equivalenti a telai

Descrizione geometrica.

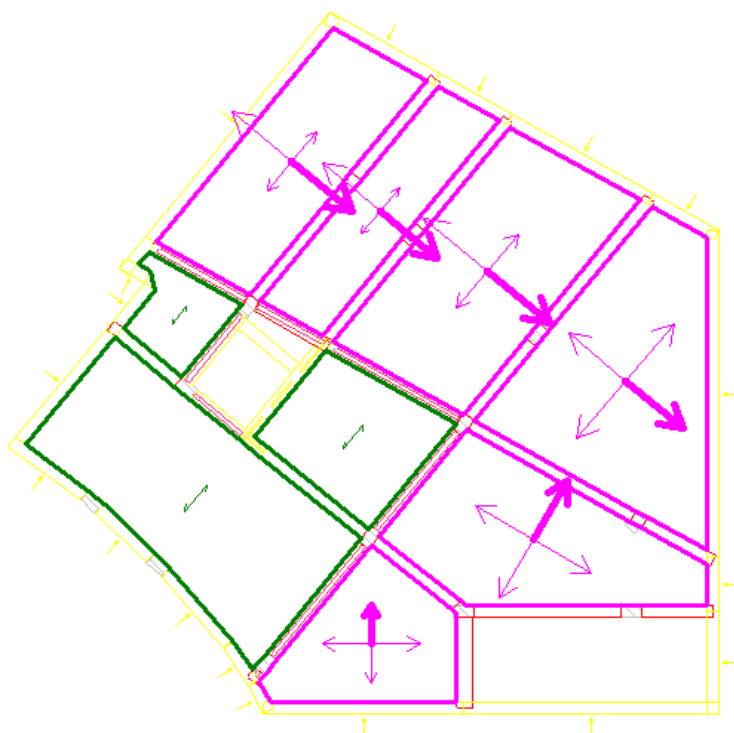
Larghezza costruzione : 17.48 m
Lunghezza costruzione : 17.67 m
Altezza costruzione : 10.76 m

- Livelli -

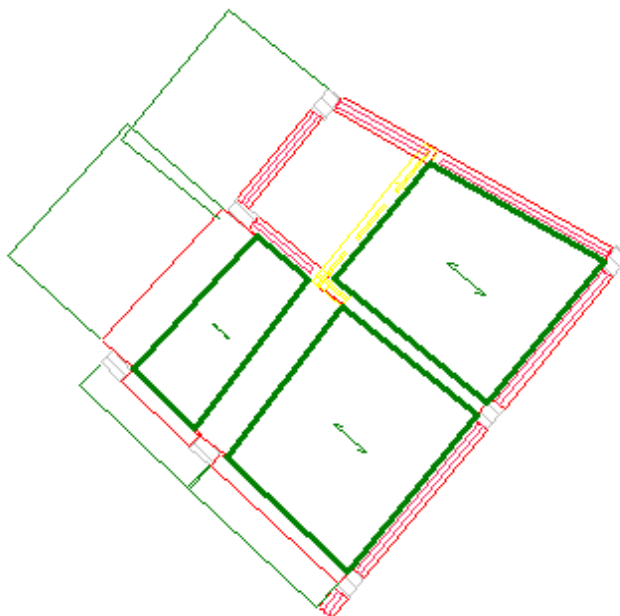
Fondazione



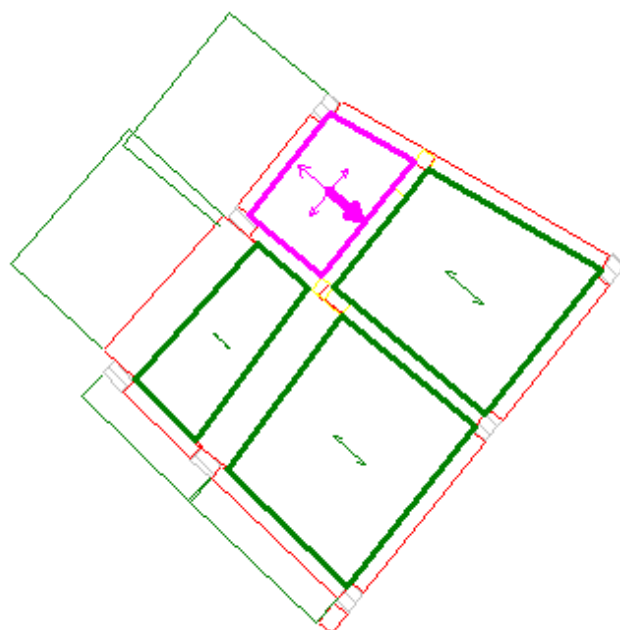
Piano 1



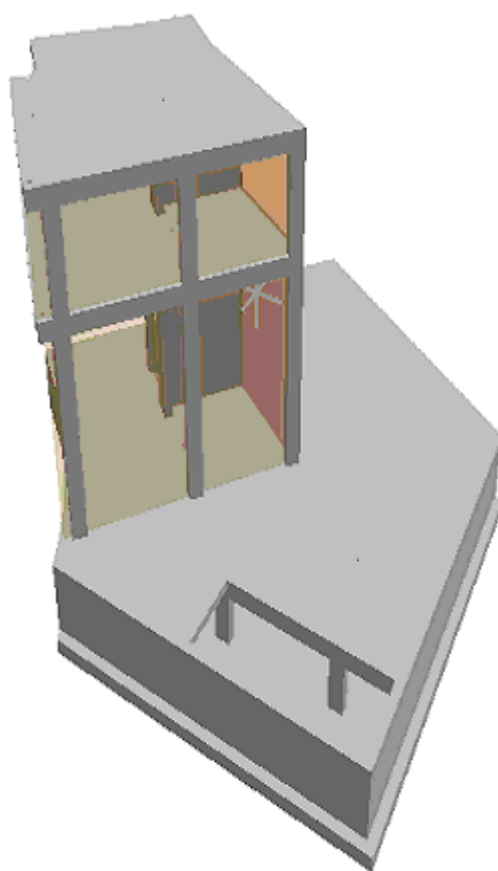
Piano 2



Piano 3



Assonometria 1



Caratteristiche geologiche.

Dalla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Antonino Greco si riporta il seguente andamento stratigrafico del terreno:

Caratteristiche delle colonne stratigrafiche:

Filo : Filo fisso al quale appartiene la colonna stratigrafica;
 Colonna : Nome della colonna stratigrafica;
 Impalcato : Impalcato al quale appartiene la colonna stratigrafica;
 Falda : Presenza della falda;
 Prof. Falda : Profondità della falda (se è presente);
 Pos. Piano Posa : Posizione del piano di posa rispetto all'estradosso dell'elemento di fondazione;
 No. Strati : Numero degli strati della colonna stratigrafica.

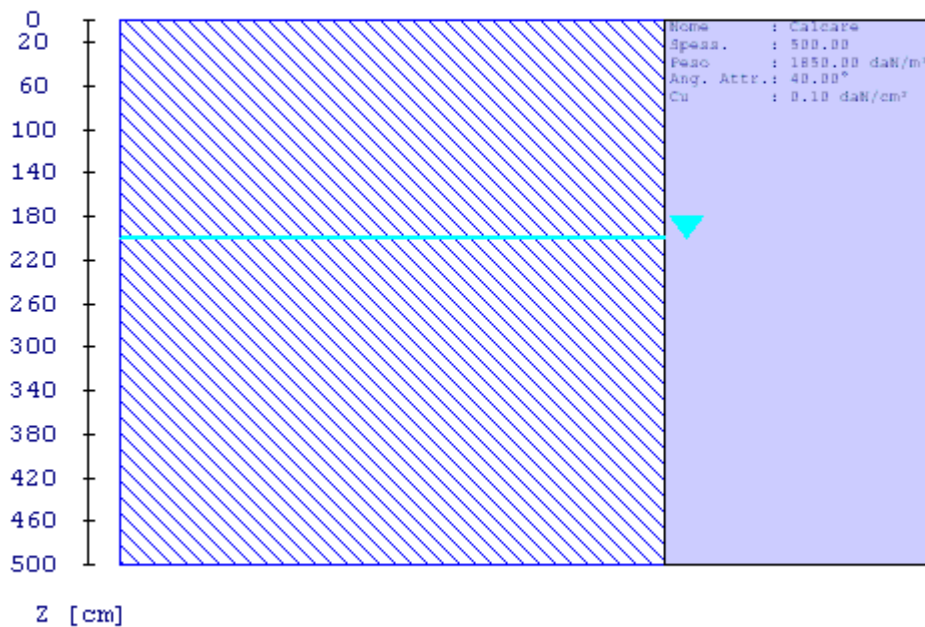
Filo	Colonna	Impalcato	Falda	Prof. Falda [cm]	Pos. Piano Posa [cm]	No. Strati
1	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
2	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
3	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
4	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
5	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
6	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
7	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
8	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
9	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
10	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
11	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
12	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
13	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
14	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
17	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
18	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
28	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
29	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
30	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
31	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
32	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
33	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
34	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
35	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
36	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
37	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
38	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1
39	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-200.00	1

Caratteristiche degli strati appartenenti alle colonne stratigrafiche:

Colonna : Nome della colonna stratigrafica;
 Strato : Nome dello strato appartenente la colonna stratigrafica;
 Spess. : Spessore dello strato;
 Peso : Peso dell'unità di volume dello strato;
 Peso eff. : Peso dell'unità di volume efficace dello strato;
 NSPT : Numero di colpi medio misurato nello strato;
 Qc : Resistenza alla punta media misurata nello strato;
 ϕ : Angolo di attrito del terreno;
 C : Coesione drenata del terreno;
 Cu : Coesione non drenata del terreno;
 E : Modulo elastico del terreno;
 G : Modulo di taglio del terreno;
 ν_t : Coefficiente di Poisson;
 E_{ed} : Modulo Edometrico;
 OCR : Grado di sovraconsolidazione del terreno.

Colonna	Strato	Spess. [cm]	Peso [daN/m ³]	Peso eff. [daN/m ³]	NSPT	Qc [daN/cm ²]	ϕ [°]	C [daN/cm ²]	Cu [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	v_t [°]	E _{ed} [daN/cm ²]	OCR
Colonna 1	Calcare	500.00	1850.00	1500.00	-	-	40.00	0.30	0.10	35000.00	7000.00	0.20	-	0.00

Colonna 1



Normative di Riferimento.

Tutte le operazioni illustrate nel proseguo, relative all'analisi della struttura ed alle verifiche sugli elementi sono state effettuate in piena conformità alle seguenti norme:

Norme Tecniche C.N.R. 10011:

'Costruzioni di acciaio - Istruzione per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.'

Norme C.N.R. 10024:

'Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.'

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003:

'Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.'

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3431 - 03/05/2005:

'Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del

Consiglio 3274 - 08/05/2003.'

Norma UNI ENV 1992-1-1: Eurocodice 2:

'Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici'

Norma UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3:

'Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.'

Norma UNI ENV 1998-1-1: Eurocodice 8:

'Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-1: Regole generali.'

D.M. 14/01/2008:

'Norme tecniche per le costruzioni.'

Circolare 617 del 02/02/2009:

'Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.'

Descrizione modello strutturale.

L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare.

Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi).

Gli elementi finiti utilizzabili ai fini della corretta modellazione della struttura verranno descritti di seguito.

Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcato rigido, in funzione della reale presenza di solai continui atti ad irrigidire tutto l'impalcato.

Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso.

Il metodo di calcolo adottato, le combinazioni di carico, e le procedure di verifica saranno descritte di seguito.

Riferimento globale e locale.

La struttura viene definita utilizzando una terna di assi cartesiani formanti un sistema di riferimento levogiro, unico per tutti gli elementi e chiamato "globale". Localmente esiste un'ulteriore sistema di riferimento, detto appunto "locale", utile alla definizione delle caratteristiche di rigidezza dei singoli elementi.

I due sistemi di riferimento sono correlati da una matrice, detta di rotazione.

Modellazione geometrica della struttura.

Il modello geometrico (mesh) della struttura è basato sull'utilizzo dei seguenti elementi:

- Nodi

Si definiscono nodi, entità geometriche determinate tramite le tre coordinate nel riferimento globale.

I nodi, nello spazio tridimensionale, posseggono tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali.

Essi sono posizionati in modo da definire gli estremi degli elementi finiti e, di regola, in ogni discontinuità strutturale, di carico, di caratteristiche meccaniche, di campo di spostamento.

- Vincoli e Molle

I gradi di libertà possono essere vincolati, bloccando il cinematismo nella direzione voluta o assegnando "molle" applicate ai nodi tramite valori di rigidezza finiti.

Un vincolo assegna a priori un valore di spostamento nullo, e quindi la variabile corrispondente viene eliminata.

- Vincoli interni

Tali vincoli servono a definire le modalità di trasmissione degli sforzi dall'elemento finito ai nodi. Ciò viene associato al concetto di trasferimento della rigidezza.

Generalmente l'elemento considerato è rigidamente connesso ai nodi che lo definiscono, in modo da bloccare tutti i gradi di libertà relativi. E' possibile, comunque "rilasciare" le caratteristiche delle sollecitazioni, in modo da svincolare i gradi di libertà corrispondenti. Nel caso particolare, il modello utilizzato consente di svincolare le tre rotazioni intorno agli assi locali dell'asta.

- Aste

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo delimitate da due nodi (i nodi di estremità).

Per questi elementi generalmente la funzione interpolante è quella del modello analitico per cui la mesh non influisce sensibilmente sulla convergenza.

Le aste sono dotate di rigidità assiale, flessionale, e a taglio, secondo il modello classico della trave inflessa di Eulero-Bernoulli.

Alla singola asta è possibile associare una sezione costante per tutta la sua lunghezza.

- Asta su suolo elastico

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo, di definizione simile alle aste. Sono utili a modellare travi di fondazione, considerate poggianti su suolo alla Winkler, e reagenti sia rispetto alle componenti traslazionali di cinematisma, sia rotazionali.

- Lastra-Piastra

Si tratta di elementi finiti bidimensionali, definiti da tre o quattro nodi, posti ai vertici rispettivamente di un triangolo o di un quadrilatero irregolare. La geometria reale dell'elemento viene ricondotta ad un triangolo rettangolo (elemento a tre nodi) o ad un quadrato definito nella trattazione isoparametrica.

L'elemento lastra-piastra non ha rigidità per la rotazione intorno all'asse perpendicolare al suo piano e viene trattato secondo la teoria di Mindlin-Reissner. Nel modello considerato si tiene conto dell'accoppiamento tra azioni flessionali e membranali.

- Forze e coppie concentrate

Per la risoluzione statica della struttura, tutti i carichi applicati agli elementi vengono trasferiti ai nodi. Ciò avviene in automatico per il peso delle aste, delle piastre, delle pareti, dei pannelli di carico presenti sulle aste e per la distribuzione di carico applicate

agli elementi bidimensionali.

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di forze e coppie ai nodi.

Le forze sono dirette lungo le tre direzioni del sistema di riferimento globale ed in entrambi i versi per ogni direzione.

Le coppie concentrate sono riferite ai tre assi del riferimento globale, in entrambi i versi di rotazione di ciascun asse.

- Carichi distribuiti

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di carichi ripartiti sulle aste e di distribuzione di carico su piastre e pareti.

I carichi ripartiti sulle aste possono essere riferite sia al riferimento globale, sia al riferimento locale, lungo le tre direzioni ed in entrambe i versi. E' possibile anche introdurre carichi distribuiti torcenti agenti intorno all'asse dell'asta ed in entrambe i versi di rotazione.

Tutti i tipi di carico ripartito devono avere forma trapezia.

Sugli elementi bidimensionali, che fanno parte della mesh di piastre e pareti, è possibile assegnare una distribuzione uniforme, avente le caratteristiche di una pressione diretta ortogonalmente all'elemento.

- Pannelli di carico

Il pannello di carico è un concetto legato alla reale distribuzione di carichi gravanti sulle aste. Ne fanno parte: solai, balconi, scale.

Da tali pannelli, di forma irregolare come definiti dalla geometria dell'input, si passa alla quantificazione dei carichi trapezoidali ripartiti sulle aste. Per meglio simulare l'effetto dei pannelli, vengono generati in modo automatico anche dei carichi ripartiti torcenti, anch'essi di forma trapezia, relativi ai carichi distribuiti equivalenti al pannello.

- Sezioni

Le sezioni assegnabili alle aste sono definite attraverso le caratteristiche geometrico-elastiche, i moduli di resistenza plastici (sezioni in acciaio) ed il materiale.

Materiali.

I materiali, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sono considerati omogenei ed isotropi e sono definiti dalle seguenti caratteristiche: peso per unità di volume, modulo elastico, coefficiente di Poisson, coefficiente di dilatazione, e tutte le caratteristiche meccaniche, riepilogate in seguito, utili alle verifiche strutturali dettate dalla normativa.

Matrici di calcolo della struttura.

Dalla discretizzazione geometrica della struttura vengono definite le matrici utili a studiare il comportamento globale della struttura in esame.

- Matrice di rigidezza

Tale matrice viene costruita partendo dalla matrice di rigidezza espressa nel sistema di riferimento locale dell'elemento considerato. Attraverso un'operazione di trasformazione, mediante la matrice di rotazione, viene riferita al sistema di riferimento globale. L'ultima operazione consiste nell'"assemblaggio" delle singole matrici di ogni elemento, in modo da formare un'unica matrice relativa all'intera struttura.

- Matrice delle masse

La generazione della matrice globale è del tutto analoga a quella sopra descritta per la matrice di rigidezza. La matrice delle masse è di tipo "consistent" e considera l'effettiva distribuzione delle masse della struttura. Come definito dalla normativa, alle masse relative ai carichi permanenti, viene aggiunta un'aliquota delle masse equivalenti ai carichi d'esercizio.

- Caratteristiche dei nodi –

Tabella dei Nodi Master:

Nodo	Tipo Nodo	Coordinate [cm]		
		x	y	z
M1	Impalcato Rigido	867.29	794.11	190.00
M2	Impalcato Rigido	577.66	636.25	776.00
M3	Impalcato Rigido	571.87	621.83	1076.00

- Caratteristiche delle aste -

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle aste della struttura ed in modo particolare la colonna:

Asta : numerazione dell'asta
 Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta
 Nodo In. : nodo iniziale dell'asta
 Nodo Fin. : nodo finale dell'asta
 Tipo : funzione dell'asta
 Sez. : sezione trasversale associata all'asta come da 3.4
 L : lunghezza teorica (nodo-nodo) dell'asta
 Imp. : impalcato di appartenenza dell'asta

Asta	Fili	Nodo In.	Nodo Fin.	Tipo	Sez.	L [cm]	Imp.	Vincoli interni											
								Estremo In.						Estremo Fin.					
								SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ	SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ
1	27, 11	62	46	Trave Elev.	5	70.44	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	16, 15	51	301	Trave Elev.	5	81.65	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	16, 15	301	302	Trave Elev.	5	81.65	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	16, 15	302	303	Trave Elev.	5	81.65	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	16, 15	303	304	Trave Elev.	5	81.65	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	16, 15	304	50	Trave Elev.	5	81.65	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7	32, 15	67	286	Trave Elev.	5	97.85	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
8	32, 15	286	287	Trave Elev.	5	97.85	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9	32, 15	287	50	Trave Elev.	5	97.85	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	15, 38	50	288	Trave Elev.	6	85.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

11	15, 38	288	289	Trave Elev.	6	85.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
12	15, 38	289	73	Trave Elev.	6	85.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
13	37, 16	72	299	Trave Elev.	5	71.56	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
14	37, 16	299	300	Trave Elev.	5	71.56	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15	37, 16	300	51	Trave Elev.	5	71.56	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
16	17, 30	52	275	Trave Elev.	5	90.08	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
17	17, 30	275	274	Trave Elev.	5	90.08	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18	17, 30	274	273	Trave Elev.	5	90.08	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19	17, 30	273	272	Trave Elev.	5	90.08	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	17, 30	272	65	Trave Elev.	5	90.08	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
21	31, 17	66	277	Trave Elev.	5	95.44	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
22	31, 17	277	276	Trave Elev.	5	95.44	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
23	31, 17	276	52	Trave Elev.	5	95.44	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
24	23, 18	58	270	Trave Elev.	5	83.31	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
25	23, 18	270	269	Trave Elev.	5	83.31	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
26	23, 18	269	268	Trave Elev.	5	83.31	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
27	23, 18	268	53	Trave Elev.	5	83.31	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
28	18, 29	53	267	Trave Elev.	5	96.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
29	18, 29	267	266	Trave Elev.	5	96.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
30	18, 29	266	265	Trave Elev.	5	96.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
31	18, 29	265	64	Trave Elev.	5	96.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
32	25, 19	60	258	Trave Elev.	5	98.09	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
33	25, 19	258	257	Trave Elev.	5	98.09	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
34	25, 19	257	256	Trave Elev.	5	98.09	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
35	25, 19	256	54	Trave Elev.	5	98.09	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
36	19, 28	54	264	Trave Elev.	5	87.55	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
37	19, 28	264	263	Trave Elev.	5	87.55	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
38	19, 28	263	262	Trave Elev.	5	87.55	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
39	19, 28	262	63	Trave Elev.	5	87.55	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40	20, 32	55	67	Trave Elev.	5	333.87	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
41	25, 23	60	271	Trave Elev.	5	97.23	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
42	25, 23	271	58	Trave Elev.	5	97.23	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
43	31, 23	66	278	Trave Elev.	5	81.78	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
44	31, 23	278	279	Trave Elev.	5	81.78	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
45	31, 23	279	280	Trave Elev.	5	81.78	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
46	31, 23	280	281	Trave Elev.	5	81.78	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
47	31, 23	281	58	Trave Elev.	5	81.78	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
48	24, 36	59	71	Trave Elev.	5	244.52	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
49	25, 33	60	259	Trave Elev.	5	76.35	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
50	25, 33	259	260	Trave Elev.	5	76.35	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
51	25, 33	260	261	Trave Elev.	5	76.35	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
52	25, 33	261	68	Trave Elev.	5	76.35	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
53	32, 27	67	285	Trave Elev.	5	80.57	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
54	32, 27	285	284	Trave Elev.	5	80.57	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
55	32, 27	284	283	Trave Elev.	5	80.57	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
56	32, 27	283	282	Trave Elev.	5	80.57	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
57	32, 27	282	62	Trave Elev.	5	80.57	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
58	32, 31	67	296	Trave Elev.	5	90.18	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
59	32, 31	296	297	Trave Elev.	5	90.18	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Ente Autonomo Fiera del Levante - Apulia Film Commission

Restauro e ristrutturazione del Palazzo del Mezzogiorno per la sede della Apulia Film House

Relazione tecnica di calcolo (ai sensi del cap. 10 NTC 2008) – Blocco 1

							1											
60	32, 31	297	298	Trave Elev.	5	90.18	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
61	32, 31	298	66	Trave Elev.	5	90.18	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
62	34, 31	69	292	Trave Elev.	5	97.54	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
63	34, 31	292	293	Trave Elev.	5	97.54	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
64	34, 31	293	294	Trave Elev.	5	97.54	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
65	34, 31	294	295	Trave Elev.	5	97.54	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
66	34, 31	295	66	Trave Elev.	5	97.54	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
67	35, 34	70	290	Trave Elev.	5	73.07	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
68	35, 34	290	291	Trave Elev.	5	73.07	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
69	35, 34	291	69	Trave Elev.	5	73.07	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
70	13	48	234	Pilastro	1	95.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
71	13	234	13	Pilastro	1	95.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
72	14	49	178	Pilastro	1	95.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
73	14	178	14	Pilastro	1	95.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
74	15	50	15	Pilastro	1	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
75	16	51	16	Pilastro	1	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
76	17	52	17	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
77	18	53	18	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
78	19	54	19	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
79	24	59	243	Pilastro	1	95.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
80	24	243	24	Pilastro	1	95.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
81	25	60	25	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
82	27	62	27	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
83	31	66	31	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
84	32	67	32	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
85	34	69	34	Pilastro	2	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
86	27, 11	83	74	Trave Elev.	5	70.44	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
87	13, 14	75	76	Trave Elev.	5	224.75	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
88	13, 20	75	77	Trave Elev.	7	364.98	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
89	27, 13	83	75	Trave Elev.	5	359.05	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
90	24, 14	81	76	Trave Elev.	7	362.07	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
91	20, 32	77	85	Trave Elev.	8	333.87	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
92	21, 24	78	81	Trave Elev.	5	175.46	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
93	23, 25	80	82	Trave Elev.	5	194.47	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
94	23, 31	80	84	Trave Elev.	5	408.89	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
95	25, 24	82	81	Trave Elev.	4	253.21	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
96	32, 27	85	83	Trave Elev.	5	402.83	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
97	31, 32	84	85	Trave Elev.	5	360.72	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
98	13	75	48	Pilastro	1	586.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
99	14	76	49	Pilastro	1	586.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	24	81	59	Pilastro	1	586.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
101	25	82	60	Pilastro	2	586.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
102	27	83	62	Pilastro	2	586.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
103	31	84	66	Pilastro	2	586.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
104	32	85	67	Pilastro	2	586.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
105	27, 11	95	86	Trave Elev.	5	70.44	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
106	13, 14	87	88	Trave Elev.	5	224.75	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
107	13, 20	87	89	Trave Elev.	7	364.98	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

108	27, 13	95	87	Trave Elev.	5	359.05	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
109	24, 14	93	88	Trave Elev.	7	362.07	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
110	20, 32	89	97	Trave Elev.	8	333.87	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
111	21, 24	90	337	Trave Elev.	5	87.73	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
112	21, 24	337	93	Trave Elev.	5	87.73	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
113	23, 25	92	340	Trave Elev.	5	97.23	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
114	23, 25	340	94	Trave Elev.	5	97.23	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
115	23, 31	92	96	Trave Elev.	5	408.89	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
116	25, 24	94	339	Trave Elev.	4	84.40	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
117	25, 24	339	338	Trave Elev.	4	84.40	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
118	25, 24	338	93	Trave Elev.	4	84.40	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
119	32, 27	97	95	Trave Elev.	5	402.83	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
120	31, 32	96	97	Trave Elev.	5	360.72	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
121	13	87	75	Pilastro	1	300.00	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122	14	88	76	Pilastro	1	300.00	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
123	24	93	81	Pilastro	1	300.00	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
124	25	94	82	Pilastro	2	300.00	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
125	27	95	83	Pilastro	2	300.00	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
126	31	96	84	Pilastro	2	300.00	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
127	32	97	85	Pilastro	2	300.00	Piano 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

- Caratteristiche delle Piastre -

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle piastre della struttura:

Piastra : numerazione della piastra
 Impalcato : impalcato al quale appartiene la piastra
 Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra
 Tipo : tipologia della piastra (parete o platea)
 Numero Elementi: numero di elementi che compongono la piastra
 Nome Materiale : nome del materiale usato per progettare la piastra
 KwN : modulo di Winkler normale;
 KwT : modulo di Winkler tangenziale;

Piastra	Impalcato	Fili	Spess.	Tipo	Numero Elementi	Nome Materiale	Kwn [daN/cm³]	Kwt [daN/cm³]
1	Piano 1	14-1	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
2	Piano 1	1-36	30.00	Parete in Cls	8	C32/40	-	-
3	Piano 1	2-3	30.00	Parete in Cls	2	C32/40	-	-
4	Piano 1	36-2	30.00	Parete in Cls	4	C32/40	-	-
5	Piano 1	3-33	30.00	Parete in Cls	4	C32/40	-	-
6	Piano 1	4-28	30.00	Parete in Cls	8	C32/40	-	-
7	Piano 1	33-4	30.00	Parete in Cls	16	C32/40	-	-
8	Piano 1	30-6	30.00	Parete in Cls	4	C32/40	-	-
9	Piano 1	6-35	30.00	Parete in Cls	18	C32/40	-	-
10	Piano 1	37-8	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
11	Piano 1	8-38	30.00	Parete in Cls	14	C32/40	-	-
12	Piano 1	10-11	30.00	Parete in Cls	2	C32/40	-	-
13	Piano 1	38-10	30.00	Parete in Cls	10	C32/40	-	-
14	Piano 1	11-12	30.00	Parete in Cls	4	C32/40	-	-
15	Piano 1	12-13	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
16	Piano 1	13-14	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
17	Piano 1	20-21	30.00	Parete in Cls	2	C32/40	-	-
18	Piano 1	22-21	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
19	Piano 1	21-24	30.00	Parete in Cls	4	C32/40	-	-
20	Piano 1	23-22	30.00	Parete in Cls	2	C32/40	-	-
21	Piano 1	26-22	30.00	Parete in Cls	4	C32/40	-	-
22	Piano 1	24-26	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
23	Piano 1	28-29	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-

24	Piano 1	29-30	30.00	Parete in Cls	8	C32/40	-	-
25	Piano 1	35-37	30.00	Parete in Cls	4	C32/40	-	-
26	Piano 2	20-21	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
27	Piano 2	21-22	30.00	Parete in Cls	18	C32/40	-	-
28	Piano 2	22-23	30.00	Parete in Cls	6	C32/40	-	-
29	Piano 3	20-21	30.00	Parete in Cls	3	C32/40	-	-
30	Piano 3	21-22	30.00	Parete in Cls	9	C32/40	-	-
31	Piano 3	22-23	30.00	Parete in Cls	3	C32/40	-	-
32	Fondazione	1, 36, 2, 3, 33, 4, 28, 29, 30, 6, 5, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14	40.00	Platea Cls	417	C32/40	13.00	1.00
33	Piano 1	19, 25, 33, 4, 28	25.00	Platea Cls	32	C32/40	-	-
34	Piano 1	28, 29, 18, 23, 25, 19	25.00	Platea Cls	23	C32/40	-	-
35	Piano 1	29, 30, 17, 31, 23, 18	25.00	Platea Cls	41	C32/40	-	-
36	Piano 1	10, 11, 27, 32, 15, 38	25.00	Platea Cls	34	C32/40	-	-
37	Piano 1	30, 6, 35, 34, 31, 17	25.00	Platea Cls	46	C32/40	-	-
38	Piano 1	32, 31, 34, 35, 37, 16, 15	25.00	Platea Cls	43	C32/40	-	-
39	Piano 3	22, 21, 24, 25, 23	20.00	Platea Cls	15	C32/40	-	-

Caratteristiche dei materiali.

Nell'ambito del progetto, per sviluppare i calcoli strutturali, si è fatto riferimento ai parametri tecnici dei seguenti materiali divisi per categoria di appartenenza:

a - Calcestruzzo

Nome	Classe	R _{ck} [daN/cm ²]	ν	ρ _s [daN/m ³]	α _t [1/°C]	E _c [daN/cm ²]	FC	γ _{m,c}	E _{ct} /E _c	f _{ek} [daN/cm ²]	f _{ed} SLV [daN/cm ²]	f _{ctd} SLV [daN/cm ²]	f _{ed} SLD [daN/cm ²]	f _{ctd} SLD [daN/cm ²]	f _{ctk,0.05} [daN/cm ²]	f _{ctm} [daN/cm ²]	ε _{c2} [‰]	ε _{cu2} [‰]
C32/40	C32/40	400	0.15	2500.00	1.0E-005	333457.66	1.00	1.50	0.50	320.00	181.33	14.11	272.00	21.17	21.17	30.24	2.00	3.50

b - Acciaio per C.A.

Nome	Tipo	γ _m	γ _E	FC	E _s [daN/cm ²]	f _{yk} [daN/cm ²]	f _{tk} [daN/cm ²]	f _d SLV [daN/cm ²]	f _d SLD [daN/cm ²]	f _d SLE [daN/cm ²]	k	ε _{ud} [‰]
BarreI	B450C	1.15	-	1.00	2100000.00	4500.00	5400.00	3913.04	4500.00	3913.04	1.00	10.00

Vita nominale.

La vita nominale della costruzione è posta pari a 50 (Opere Ordinarie). La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

Classe d'uso e di duttilità.

In base alla vita utile definita precedentemente, la costruzione viene classificata come III.

Classe di duttilità : B

La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

Azioni sulla struttura.

Ai fini del dimensionamento degli elementi, su scelta del progettista, sono state considerate le seguenti azioni sulla struttura:

- Carico Neve -

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di:

D.M. del 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni";

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617.

Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove: q_s è il carico cercato;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni.

C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

C_t è il coefficiente termico;

$C_e = 1.0$ valido per topografia: Normale (Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi).

$C_t = 1.0$

Il carico agisce in direzione verticale ed riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Per il calcolo di q_{sk} si è fatto riferimento alla seguente espressione :

$$q_{sk} = 100 \text{ daN/m}^2$$

valida per:

- Zona II (Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.)
- quota 'as' del suolo sul livello del mare $\leq 200\text{m}$.

L'altezza sul livello del mare della costruzione è di **15 mt** per cui il valore di riferimento del carico neve al suolo (q_{sk}) è: **100.00 daN/m²**.

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Il tipo di copertura del fabbricato è : **Ad una falda**

con un angolo di **0** gradi sessagesimali.

Il coefficiente di forma μ_i vale **0.80**.

La condizione di carico da considerare è una, la quale deve essere utilizzata per i casi di carico con e senza vento.

$$\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = \mathbf{80.00 \text{ daN/m}^2}$$

- Azione del Vento -

La velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R è data dall'espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_b$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;

α_R è un coefficiente ricavabile dall'espressione:

$$\alpha_R = 0.75((1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - 1/T_R)])^n$$

dove: $n=0.5$

Nel caso in esame $T_R = 50$ anni

La pressione esterna del vento è data dall'espressione: $p_e = q_b \cdot C_e \cdot C_{pe} \cdot C_d$

La pressione interna del vento è data dall'espressione: $p_i = q_b \cdot C_e \cdot C_{pi} \cdot C_d$

$q_b = 45.56 \text{ daN/mq}$ è la pressione cinetica di riferimento valutata con l'espressione:

$$q_p = 0.1 \cdot (1/2 \cdot \rho \cdot (v_b(T_R))^2) \text{ in (daN/m}^2\text{)}$$

essendo:

$v_b(T_R)$ la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ la densità dell'aria assunta pari a 1.25 daN/m^3 .

C_e = **1.63** è il coefficiente di esposizione.

C_{pe} : è il coefficiente di forma per la valutazione della pressione esterna.

C_{pi} : è il coefficiente di forma per la valutazione della pressione interna.

C_d = **1.00** è il coefficiente dinamico

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione: $p_f = q_b \cdot C_e \cdot C_f$ essendo:

C_f = **0.01** il coefficiente d'attrito

Nel caso in esame la zona selezionata è la **3: Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria.)**

Il fabbricato si trova sulla terraferma ad una distanza di **0.1 Km** dalla costa e ad un'altezza di **15 mt** sul livello del mare.

Il tipo di costruzione è :

Edificio a pianta rettangolare con copertura piana, a falda inclinata o curva.

La superficie della costruzione è **liscia**.

La classe di rugosità del terreno è la **A**: "Aree urbane in cui almeno il **15%** della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i **15 mt**."

Il coefficiente di esposizione C_e , funzione dell'altezza della costruzione $z = 0 \text{ mt}$ sul suolo, della rugosità, della topografia del terreno, e dell'esposizione del sito ove sorge la costruzione, è dato dalla formula:

$$C_e(z_{min}) = K_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z_{min}/z_o) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z_{min}/z_o)] \text{ valida per } z < z_{min}.$$

Dove: K_r = **0.220**;

z_o = **0.300**;

z_{min} ... = **8.000**;

sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione.

C_t = **1.000** è il coefficiente di topografia.

I coefficienti di forma sono stati ricavati, per una costruzione di tipo **con copertura a falde**, con un angolo pari a **0°**, **avente una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale**.

Il coefficiente di forma c_{pe} viene riferito all'esterno del corpo di fabbrica; esso è positivo per pressione esterna >0 sulla superficie esterna, negativo per depressione (per pressione esterna <0).

Il coefficiente di forma c_{pi} viene riferito all'interno del corpo di fabbrica; esso è positivo per pressione interna >0 sulla superficie interna, negativo per depressione (per pressione interna <0).

I valori delle pressioni esterna ed interna da applicare alle varie superfici sono riportati nella seguente tabella:

	C_{pe}	P_e [daN/m ²]	C_{pi}	P_i [daN/m ²]
Parete sopra vento	0.80	59.57	0.20	14.89
Falda sopra vento	-0.40	-29.78	0.20	14.89
Falda sottovento	-0.40	-29.78	0.20	14.89
Parete sottovento	-0.40	-29.78	0.20	14.89

L'azione tangente p_f parallela alla direzione del vento è pari a 0.74 [daN/m²].

- Azione Termica -

Per alcuni materiali ricorrentemente usati sono riportati in tabella i valori del coefficiente di dilatazione termica:

Materiale	$\alpha_T [10^{-6}/^{\circ}\text{C}]$
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

- Azione Sismica -

Spettri di calcolo

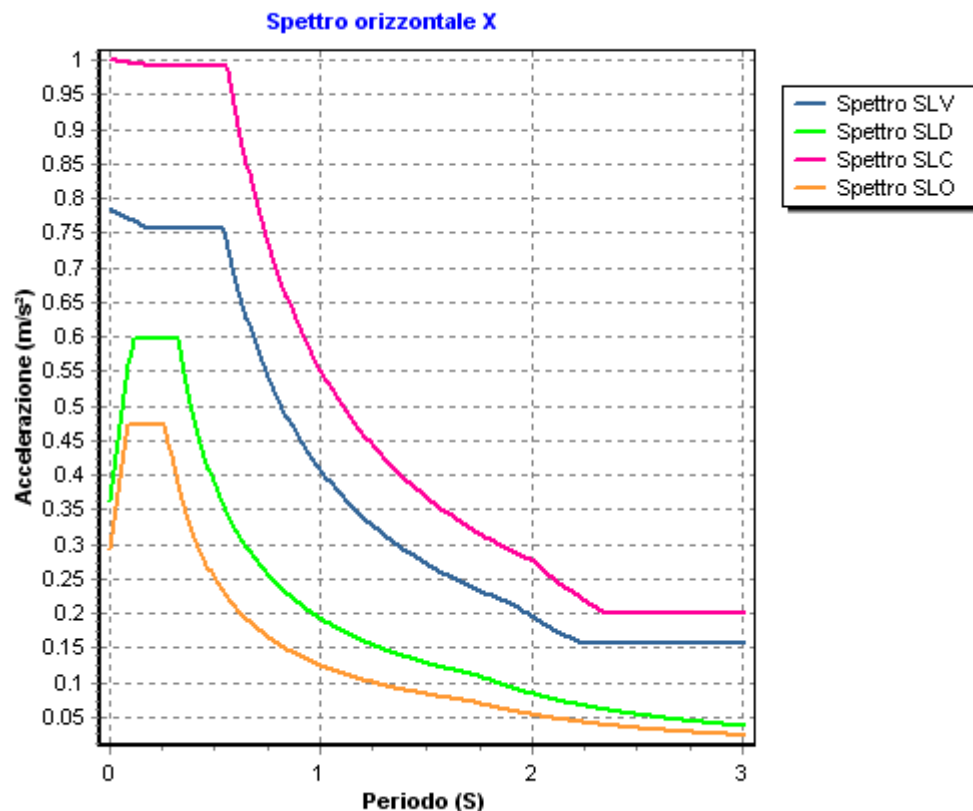
Coordinate del sito (Datum ED50) : Longitudine = 16.8701° - Latitudine = 41.1271°

Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Longitudine [°]	Latitudine [°]
31685	16.8099	41.1365
31686	16.8763	41.1345
31907	16.8073	41.0865
31908	16.8736	41.0846

Zona sismica di appartenenza : SI
 Suolo di fondazione : A
 Vita nominale : 50
 Classe di duttilità : B
 Tipo di opera : Opere ordinarie
 Classe d'uso : III
 Vita di riferimento : 75
 Categoria topografica : T1
 Coefficiente smorzamento viscoso : 0.05

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale							
	SLV		SLC		SLD		SLO	
Tempo di ritorno	712		1462		75		45	
Accelerazione sismica	0.080		0.102		0.037		0.030	
Coefficiente F_0	2.661		2.737		2.469		2.410	
Periodo T_C^*	0.539		0.557		0.322		0.264	
Coefficiente S_s	1.00		1.00		1.00		1.00	
Coefficiente di amplificazione topografica S_t	1.00		1.00		1.00		1.00	
Prodotto $S_s \cdot S_t$	1.00		1.00		1.00		1.00	
Periodo T_B	0.18		0.19		0.11		0.09	
Periodo T_C	0.54		0.56		0.32		0.26	
Periodo T_D	1.92		2.01		1.75		1.72	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coefficiente η	0.362	0.362	1.000	1.000	*	*	*	*

* η pari a 1 per gli spostamenti e 2/3 pre le sollecitazioni.



- FATTORI DI STRUTTURA -

Fattore di struttura in direzione x (qx) : 2.76

Calcolato considerando i seguenti parametri:

Tipo Struttura	: C.A.
Regolarità in elevazione	: NO
Regolarità in pianta	: NO
Kr	: 0.80
Tipologia Edificio	: Strutture a telaio a più piani e più campate
α_u / α_l	: 1.15
Tipologia Strutturale	: Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
Modalità di collasso	: Strutture a telaio e miste equivalenti a telai
α_0	: 0.00
Kw	: 1.00

Fattore di struttura in direzione y (qy) : 2.76

Calcolato considerando i seguenti parametri:

Tipo Struttura	: C.A.
Regolarità in elevazione	: NO
Regolarità in pianta	: NO
Kr	: 0.80
Tipologia Edificio	: Strutture a telaio a più piani e più campate
α_u / α_l	: 1.15
Tipologia Strutturale	: Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
Modalità di collasso	: Strutture a telaio e miste equivalenti a telai
α_0	: 0.00
Kw	: 1.00

Fattore di struttura in direzione z (qz) : 1.50

Stati limite e prestazioni attese di esercizio.

Le verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita e agli stati limite d'esercizio, scelte dal Committente e dal Progettista, da effettuare riguardano gli elementi indicati nei Tabulati di Calcolo:

- Elementi in c.a. - Verifiche SLV

Travi

Flessione Composta

Taglio

Pilastrri

Flessioni Composte Rette

Taglio

Pareti

Flessione Composta

Taglio

Resistenza a compressione

Platee

Flessione

Taglio

- Elementi in c.a. - Verifiche SLD

Travi

Flessione Composta

Taglio

Pilastrri

Flessioni Composte Rette

Taglio

Pareti

Flessione Composta

Taglio

Platee

Flessione

Taglio

- Elementi in c.a. - Verifiche SLE

Travi

TENSIONI DI ESERCIZIO		
Combinazione	fck	fyk
Caratteristica	0.60	0.80
Quasi permanente	0.45	0.80
DEFORMABILITA'		
Combinazione	Freccia max (f/l)	
Caratteristica	0.0020	
FESSURAZIONE		
Combinazione	Ampiezza massima della fessura [mm]	
Frequente	0.40	
Quasi permanente	0.30	

Pilastri

TENSIONI DI ESERCIZIO		
Combinazione	fck	fyk
Caratteristica	0.60	0.80
Quasi permanente	0.45	0.80
FESSURAZIONE		
Combinazione	Ampiezza massima della fessura [mm]	
Quasi permanente		

Pareti

Platee

TENSIONI DI ESERCIZIO		
Combinazione	fck	fyk
Caratteristica	0.60	0.80
Quasi permanente	0.45	0.80
FESSURAZIONE		
Combinazione	Ampiezza massima della fessura [mm]	
Frequente	0.40	
Quasi permanente	0.30	

- Solai a trave continua - Verifiche SLV

BALCONE C.A.

Presso-Tenso-Flessione

Taglio

SOLAIO IN LATERO-CEMENTO CON TRALICCIO

Flessione Composta

Taglio

- Solai a trave continua - Verifiche SLE

TENSIONI DI ESERCIZIO		
Combinazione	fck	fyk
Caratteristica	0.60	0.80
Frequente	0.45	0.80
Quasi permanente	0.45	0.80
DEFORMABILITA'		
Combinazione	Freccia max (f/l)	
Caratteristica	0.002	
FESSURAZIONE		
Combinazione	Ampiezza massima della fessura [mm]	
Frequente	0.40	
Quasi permanente	0.30	

Verifiche Geotecniche.

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:
L'approccio progettuale scelto è APPROCCIO 2.

- (punti 6.4.2.1 del DM 14/01/2008 e 6.4.3 per fondazioni su pali del DM 14/01/2008)

A1 + M1 + R3

Dove:

- Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	COEFFICIENTE PARZIALE	Comb. A1
PERMANENTI	γ_{G1ns}	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	γ_{G2ns}	1.5
VARIABILI	γ_{Qi}	1.5

- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPL. IL COEFF. PARZIALE	Comb. M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi$	1.0
Coesione drenata del terreno	C	1.0
Coesione non drenata del terreno	Cu	1.0
Peso dell'unità di volume	γ	1.0

Le verifiche eseguite verranno riassunte nella relazione geotecnica e sulle fondazioni allegata.

Verifica a Stato Limite di Danno.

La verifica a stato limite di danno viene effettuata utilizzando, su scelta del Committente e del Progettista, il valore limite per ogni impalcato pari al 5 per mille.

La descrizione del tamponamento: Tamponamenti collegati rigidamente.

Verifica a Stato Limite di Operatività.

Per edifici con Tamponamenti collegati rigidamente il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:

$$dr < (2/3) \cdot 0.0050 h$$

Tipo di calcolo.

ANALISI ORIZZONTALE DINAMICA LINEARE

Il calcolo risolutivo della struttura è stato effettuato utilizzando un sistema di equazioni lineari (di dimensioni pari ai gradi di libertà), secondo la relazione:

$$\underline{u} = [\underline{K}]^{-1} \underline{F}$$

dove: \underline{F} = vettore dei carichi risultanti applicate ai nodi;
 \underline{u} = vettore dei cinematismi nodali;
 $[\underline{K}]$ = matrice di rigidezza globale.

Tale analisi è stata ripetuta per tutte le condizioni presenti sulla struttura, identificati dai vettori dei carichi relativi a:

- carichi permanenti;
- carichi d'esercizio;
- delta termico;
- torsioni accidentali;
- carichi utente;

L'analisi sismica nella componente orizzontale è basata sulla teoria ed i concetti propri dell'analisi modale.

L'analisi modale consente di determinare le oscillazioni libere della struttura discretizzata.

Tali modi di vibrare sono legati agli autovalori e autovettori del sistema dinamico generalizzato, che può essere riassunto in:

$$[\underline{K}] \{ \underline{a} \} = \omega^2 [\underline{M}] \{ \underline{a} \}$$

dove: $[\underline{K}]$ = matrice di rigidezza globale
 $[\underline{M}]$ = matrice delle masse globale
 $\{ \underline{a} \}$ = autovettori (forme modali)
 ω^2 = autovalori del sistema generalizzato

La frequenza (f) dei modi di vibrare è calcolata come:

$$f = \omega / 2\pi$$

Il periodo (T) è calcolato come:

$$T = 1 / f$$

Utilizzando il vettore di trascinamento " \underline{d} " (o di direzione di entrata del sisma) calcoliamo i "fattori di partecipazione modali"

(Γ_i):

$$\Gamma_i = \Phi_i^T [\underline{M}] \underline{d}$$

dove: Φ_i = autovettori normalizzati relativi al modo i-esimo

Per ogni direzione del sisma vengono scelti i modi efficaci al raggiungimento del valore imposto dalla normativa (85%).

Il parametro di riferimento è il "fattore di partecipazione delle masse", la cui formulazione è:

$$\Lambda_{xi} = \Gamma_i^2 / M_{tot}$$

I cinematismi modali vengono calcolati come:

$$\underline{u} = \Gamma_i S_d(T_i) / \omega_i^2$$

dove: $S_d(T_i)$ = ordinata spettro di risposta orizzontale o verticale.
 ω^2 = autovalore del modo i-esimo

Gli effetti relativi ai modi di vibrare, vengono combinati utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \sqrt{(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)}$$

dove: ρ_{ij} = $(8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 8\xi^2 \beta_{ij}^2)$ coefficiente di correlazione tra il modo i-esimo ed il modo j-esimo;
 ξ = coefficiente di smorzamento viscoso;
 β_{ij} = rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia di modi (f_i / f_j)
 $E_i E_j$ = effetti considerati in valore assoluto.

La condizione "Torsione Accidentale" contiene il momento torcente generato dalla forza sismica di piano per il braccio pari al 5% della dimensione massima dell'ingombro in pianta nella direzione ortogonale a quella considerata.

Teoria verifiche Stati Limite.

- Elementi in C.A. -

Le Verifiche relative alle strutture in C.A. si possono riassumere, in funzione degli elementi considerati, nei seguenti tipi:

- Pilastri

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di:

- PressoTensoFlessione Deviata
- Taglio
- Stabilità
- Stato tensionale

- Travi

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Deformabilità
- Stato tensionale
- Fessurazione

- Travi di fondazione

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Stato tensionale
- Fessurazione

Le singole verifiche vengono descritte qui di seguito:

- Flessione composta deviata

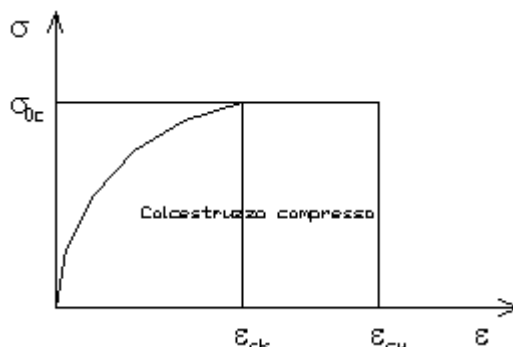
Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Sforzo Normale, Momento Flettente X-Z, Momento Flettente X-Y.

La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso le conoscenze del comportamento meccanico della sezione in esame, delle caratteristiche dei materiali di cui è composta ed in base ai coefficienti di sicurezza forniti dalla normativa seguita:

Il calcolo è condotto nelle ipotesi che:

1. Le sezioni rimangano piane fino a rottura.
2. Ci sia perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo.
3. Il calcestruzzo non abbia alcuna capacità di resistenza a trazione.

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per il calcestruzzo è di tipo parabola-rettangolo come indicato nella seguente figura:



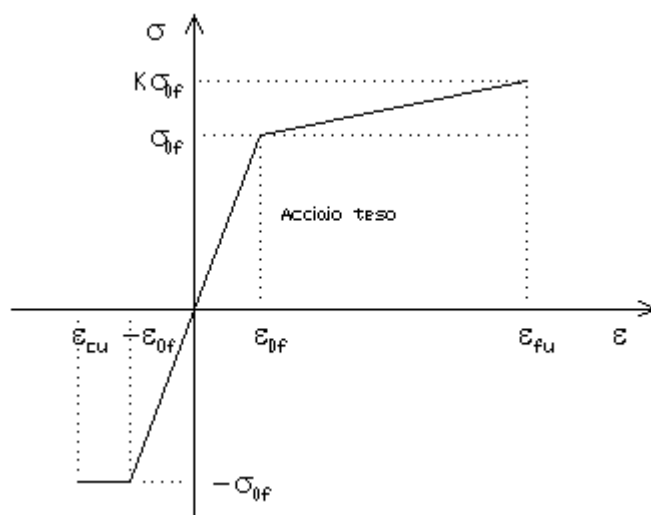
dove: ε_{ck} = deformazione caratteristica;
 ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;
 σ_{0c} = resistenza di calcolo del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

$$\varepsilon < \varepsilon_{ck} : \sigma(\varepsilon) = 1000 \cdot \sigma_{0c} \cdot \varepsilon \cdot (1 - 250 \cdot \varepsilon);$$

$$\varepsilon_{ck} < \varepsilon < \varepsilon_{cu} : s(\sigma) = \sigma_{0c};$$

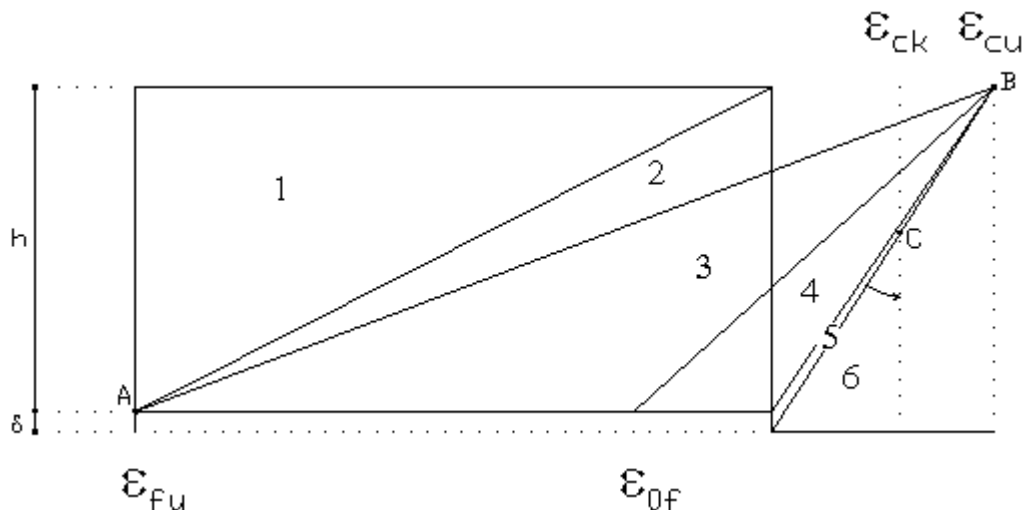
Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



dove: ε_{0f} = σ_{0f} / E ;
 E = Modulo di elasticità dell'acciaio;
 σ_{0f} = resistenza di calcolo dell'acciaio;
 k = rapporto di sovrarresistenza (se è pari ad 1 il comportamento è bilineare perfettamente plastico);
 f_{yk} = Resistenza caratteristica dell'acciaio
 γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio;
 ε_{fu} = deformazione ultima dell'acciaio;

ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;

Le limitazioni delle deformazioni unitarie per il conglomerato e per l'acciaio conducono a definire sei diversi campi (o regioni) nei quali potrà trovarsi la retta di deformazione specifica. Tali campi sono descritti nel seguente modo:



Campo 1 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ε_{fu} . Il diagramma delle deformazioni specifiche appartiene ad un fascio di rette passanti per il punto (A) mentre la distanza dall'asse neutro potrà variare da $-\infty$ a 0.

E' il caso di trazione semplice o con piccola eccentricità; la sezione risulta interamente tesa. La crisi si ha per cedimento dell'acciaio teso.

Campo 2 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ε_{fu} e dalla rotazione del diagramma attorno al punto (A). La deformazione specifica del calcestruzzo varia da 0 al valore massimo del calcestruzzo compresso (ε_{cu}) mentre la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso può variare da 0 a $0.259h$. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 3 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ε_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è ancora deformata in campo plastico. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 4 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ε_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è sollecitata con tensioni inferiori allo snervamento e può risultare anche scarica. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 5 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ε_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B) mentre la distanza dell'asse neutro varia da h ad $h+d$. L'armatura in tale regione è sollecitata a compressione e pertanto tutta la sezione è compressa; è questo il caso della flessione composta.

Campo 6 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato compresso che varia fra ε_{cu} e ε_{ck} . Le rette di deformazione specifica appartengono ad un fascio passante per (C) e la distanza dell'asse neutro varia fra 0 e $-\infty$. La distanza di (C) dal lembo superiore vale $3h/7$. La sezione risulta sollecitata a compressione semplice o composta.

- Taglio

Il calcolo del taglio viene eseguito secondo il metodo di Ritter-Morsch.

Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, e cioè quando:

$$V_{Sd} \leq \min[V_{Rsd}, V_{Rcd}]$$

dove:

- V_{Sd} : taglio sollecitante il calcolo;
- V_{Rsd} = $0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$;
- V_{Rcd} = $0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$;
- d : altezza utile della sezione;
- A_{sw} : area dell'armatura trasversale;
- s : passo dell'armatura trasversale;;
- f_{yd} : resistenza a snervamento dell'acciaio;
- b_w : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;

Il contributo delle armature a taglio è somma del contributo delle staffe e degli eventuali sagomati. In ogni caso l'aliquota massima che può essere affidata ai sagomati è il 50% dello sforzo di taglio massimo.

- Stato Tensionale

Tale verifica rientra nell'ambito della verifica di esercizio. Il calcolo delle tensioni si ottiene sfruttando le ipotesi tradizionali per il calcolo del cemento armato ordinario, e cioè:

1. assunzione dei materiali elastico lineari;
2. conservazione delle sezioni piane al crescere dei carichi;
3. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
4. resistenza nulla a trazione del calcestruzzo;

Inoltre può essere stabilito un coefficiente di omogeneizzazione diverso dal valore ordinario.

Le tensioni di esercizio si possono calcolare considerando le combinazioni di carico caratteristica, frequente e quasi permanente.

La verifica consiste nel confrontare le tensioni di calcolo con quelle limite dei materiali.

- Fessurazione

Poiché la fessurazione in strutture in cemento armato ordinario è quasi inevitabile, bisogna limitare tali entità in modo da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura.

La fessurazione può essere limitata assicurando un minimo di area di armatura longitudinale che può essere calcolata dalla seguente espressione:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} (A_{ct} / \sigma_s)$$

dove:

- A_s : area di armatura nella zona tesa;
 - k_c : coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni nella sezione subito prima la fessurazione.
Assume valore 0.4 per flessione senza compressione assiale, e 1 per trazione;
 - k : coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi;
 - $f_{ct,eff}$: resistenza efficace a trazione della sezione al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure.
- In mancanza di dati si utilizza il valore di 3 N/mm²;
- A_{ct} : area del calcestruzzo in zona tesa subito prima della fessurazione;
 - σ_s : massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura.

Il calcolo delle ampiezze delle fessure si effettua considerando anche la parte di calcestruzzo reagente a trazione utilizzando la seguente espressione:

$$W_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm}$$

- W_k : ampiezza di calcolo delle fessure;
- β : coefficiente di correlazione tra l'ampiezza media delle fessure e il valore di calcolo;
- s_{rm} : distanza media finale tra le fessure;

ε_{sm} : deformazione che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti "tension stiffening", del ritiro
ecc.;

La quantità ε_{sm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

dove:

σ_s : tensione dell'acciaio teso calcolata a sezione fessurata;

E_s : modulo elastico dell'acciaio;

σ_{sr} : tensione dell'acciaio teso calcolata nella sezione per una condizione di carico che induce alla prima fessurazione;

β_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata;

β_2 : coefficiente di durata dei carichi. Assume valore 0.5 per carichi di lunga durata o per molti cicli ripetuti e 1 per un singolo carico di breve durata.

La quantità s_{rm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 (\phi / \rho_r)$$

dove:

k_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

k_2 : coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni. Assume valore 0.5 per flessione e 1 per

trazione pura;

ϕ : diametro delle barre in mm. Se si utilizzano più diametri si utilizza il diametro medio.

La fessurazione causata dalle azioni tangenziali si considera contenuta in limiti accettabili se si adotta un passo delle staffe. Tale verifica non è necessaria in elementi in cui non è richiesta l'armatura a taglio.

- Verifiche a deformabilità

Per il calcolo della deformabilità di elementi inflessi si utilizza il metodo che pesa le curvature nelle due situazioni caratteristiche degli elementi in c.a. ("I" sezione integra; "II" sezione fessurata). A tale riguardo la curvatura in una generica sezione può essere valutata con la seguente relazione:

$$\theta = (1 - \zeta) \theta_I + \zeta \theta_{II}$$

dove ζ rappresenta l'effetto irrigidente del calcestruzzo tra due fessure consecutive (tension stiffening):

$$\zeta = 1 - c(M_{cr}/M)^2$$

dove:

c : pari a 1 per carichi permanenti;

M_{cr} : momento di prima fessurazione;

M : momento sollecitante.

Per calcolare la freccia di un elemento, si divide in "n" conci uguali e si calcola la curvatura di ogni concio θ_i riferita alla coordinata x_i . La freccia relativa alla sezione x_j vale:

$$\delta_j = \varphi_A x_j - \sum (x_j - x_i) \theta_i \Delta x$$

dove:

φ_A : rotazione dell'estremo iniziale dell'elemento;

l : lunghezza dell'elemento;

Δx : lunghezza del concio.

- Verifica dei nodi

I nodi strutturali vengono verificati nei riguardi di:

- Compressione, mediamente la seguente relazione:

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{(1 - v_d / \eta)}$$

dove:

V_{jbd}	: forza di taglio agente nel nodo
η	$= \alpha_j (1 - f_{ck} / 250)$ con f_{ck} in MPa
α_j	: coefficiente pari a 0.6 per nodi interni e 0.48 per nodi esterni
b_j	: larghezza del nodo
h_{jc}	: distanza tra le armature più esterne del pilastro
v_d	: forza assiale adimensionalizzata

- Trazione mediante le seguenti relazioni alternative:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \text{ per nodi interni}$$

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \text{ per nodi esterni}$$

dove:

A_{sh}	: area totale nel nodo
f_{ywd}, f_{yd}	: resistenza caratteristica a snervamento delle staffe e delle armature longitudinali
γ_{Rd}	: 1.2
A_{s1}, A_{s2}	: area armature superiore ed inferiore nel nodo

- Particolari prescrizioni nell'ambito della gerarchia delle resistenze

Al fine di garantire la gerarchia delle resistenze per le strutture in c.a. sono state considerate alcune prescrizioni aggiuntive per il calcolo delle sollecitazioni di calcolo.

Per le travi, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} vengono ottenute sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cernire plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari ad 1.20 per strutture in CD"A" e ad 1.00 per strutture in CD"B".

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo.

Tale condizione di consegue qualora, verificando che la resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\Sigma M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,Rd}$$

dove:

$$\gamma_{Rd} = 1.30 \text{ per le strutture in CD"A"};$$

$$\gamma_{Rd} = 1.10 \text{ per le strutture in CD"B"};$$

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono sommando al contributo dovuto ai gravitazionali il contributo indotto dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti $M_{C,Rd}$ nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} (M_{C,Rd}^{Sup} + M_{C,Rd}^{Inf}) / l_p$$

Combinazioni di carico adottate.

Coefficienti di combinazione.

Nella seguente tabella vengono riportati i coefficienti di combinazione, dettati dalle normative, relativi agli stati limite ultimi (Ψ_{2i}) e di danno (Ψ_{0i}):

Impalcato	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Fondazione	C - Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0
Piano 1	C - Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0
Piano 2	C - Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0
Piano 3	C - Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0

Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di salvaguardia della vita essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Elementi della Struttura									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0
U1	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U3	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U4	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U5	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U6	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U7	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U8	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U9	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U10	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U11	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U12	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U13	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U14	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.90	0.00	0.00	0.00	0.75
U2	0.90	0.00	0.00	0.00	1.50
U3	1.50	0.00	0.00	0.00	0.75
U4	0.00	0.90	0.00	0.00	0.75
U5	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50
U6	0.00	1.50	0.00	0.00	0.75
U7	0.00	0.00	0.90	0.00	0.75
U8	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
U9	0.00	0.00	1.50	0.00	0.75
U10	0.00	0.00	0.00	0.90	0.75
U11	0.00	0.00	0.00	0.90	1.50
U12	0.00	0.00	0.00	1.50	0.75
U13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
U14	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50

Elementi di fondazione A1									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0
U1	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U3	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U4	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U5	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

U6	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U7	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U8	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U9	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U10	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U11	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U12	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U13	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U14	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.90	0.00	0.00	0.00	0.75
U2	0.90	0.00	0.00	0.00	1.50
U3	1.50	0.00	0.00	0.00	0.75
U4	0.00	0.90	0.00	0.00	0.75
U5	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50
U6	0.00	1.50	0.00	0.00	0.75
U7	0.00	0.00	0.90	0.00	0.75
U8	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
U9	0.00	0.00	1.50	0.00	0.75
U10	0.00	0.00	0.00	0.90	0.75
U11	0.00	0.00	0.00	0.90	1.50
U12	0.00	0.00	0.00	1.50	0.75
U13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
U14	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Danno

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di danno possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Elementi della Struttura									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0

12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementi di fondazione A1									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Operatività

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di operatività possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Elementi della Struttura									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementi di fondazione A1									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

Elemento	SLV						SLD						SLO					
	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}
Struttura	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Combinazioni per le verifiche allo Stato limite di esercizio

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di esercizio possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Combinazioni Caratteristiche:

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	Ψ_0
2	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi_0$
3	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	Ψ_0	γ_{Qns}
4	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	Ψ_0	$-\gamma_{Qns}$
U1	1.00	1.00	1.00	0.60
U2	1.00	1.00	0.70	1.00
U3	1.00	1.00	0.70	0.60
U4	1.00	1.00	0.70	0.60
U5	1.00	1.00	1.00	0.60
U6	1.00	1.00	0.70	1.00
U7	1.00	1.00	0.70	0.60
U8	1.00	1.00	0.70	0.60
U9	1.00	1.00	1.00	0.60
U10	1.00	1.00	0.70	1.00
U11	1.00	1.00	0.70	0.60
U12	1.00	1.00	0.70	0.60
U13	1.00	1.00	1.00	0.60
U14	1.00	1.00	0.70	1.00
U15	1.00	1.00	0.70	0.60
U16	1.00	1.00	0.70	0.60
U17	1.00	1.00	1.00	-0.60
U18	1.00	1.00	0.70	-1.00
U19	1.00	1.00	0.70	-0.60
U20	1.00	1.00	0.70	-0.60
U21	1.00	1.00	1.00	-0.60
U22	1.00	1.00	0.70	-1.00
U23	1.00	1.00	0.70	-0.60
U24	1.00	1.00	0.70	-0.60
U25	1.00	1.00	1.00	-0.60
U26	1.00	1.00	0.70	-1.00
U27	1.00	1.00	0.70	-0.60
U28	1.00	1.00	0.70	-0.60
U29	1.00	1.00	1.00	-0.60
U30	1.00	1.00	0.70	-1.00
U31	1.00	1.00	0.70	-0.60
U32	1.00	1.00	0.70	-0.60
U33	1.00	1.00	1.00	0.60
U34	1.00	1.00	0.70	1.00
U35	1.00	1.00	0.70	0.60
U36	1.00	1.00	1.00	-0.60
U37	1.00	1.00	0.70	-1.00
U38	1.00	1.00	0.70	-0.60

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U2	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U4	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U5	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U6	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U7	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U8	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U9	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U10	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U11	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U12	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U13	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U14	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U15	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U16	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U17	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U18	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U20	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U21	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U22	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U23	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U24	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U25	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U26	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U27	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U28	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U29	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U30	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U31	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U32	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
U36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U38	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elementi di fondazione A1				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	γG_{1ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	Ψ_0
2	γG_{1ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi_0$
3	γG_{1ns}	γG_{2ns}	Ψ_0	γQ_{ns}
4	γG_{1ns}	γG_{2ns}	Ψ_0	$-\gamma Q_{ns}$
U1	1.00	1.00	1.00	0.60
U2	1.00	1.00	0.70	1.00
U3	1.00	1.00	0.70	0.60
U4	1.00	1.00	0.70	0.60
U5	1.00	1.00	1.00	0.60
U6	1.00	1.00	0.70	1.00
U7	1.00	1.00	0.70	0.60
U8	1.00	1.00	0.70	0.60
U9	1.00	1.00	1.00	0.60
U10	1.00	1.00	0.70	1.00
U11	1.00	1.00	0.70	0.60
U12	1.00	1.00	0.70	0.60
U13	1.00	1.00	1.00	0.60
U14	1.00	1.00	0.70	1.00
U15	1.00	1.00	0.70	0.60
U16	1.00	1.00	0.70	0.60
U17	1.00	1.00	1.00	-0.60

U18	1.00	1.00	0.70	-1.00
U19	1.00	1.00	0.70	-0.60
U20	1.00	1.00	0.70	-0.60
U21	1.00	1.00	1.00	-0.60
U22	1.00	1.00	0.70	-1.00
U23	1.00	1.00	0.70	-0.60
U24	1.00	1.00	0.70	-0.60
U25	1.00	1.00	1.00	-0.60
U26	1.00	1.00	0.70	-1.00
U27	1.00	1.00	0.70	-0.60
U28	1.00	1.00	0.70	-0.60
U29	1.00	1.00	1.00	-0.60
U30	1.00	1.00	0.70	-1.00
U31	1.00	1.00	0.70	-0.60
U32	1.00	1.00	0.70	-0.60
U33	1.00	1.00	1.00	0.60
U34	1.00	1.00	0.70	1.00
U35	1.00	1.00	0.70	0.60
U36	1.00	1.00	1.00	-0.60
U37	1.00	1.00	0.70	-1.00
U38	1.00	1.00	0.70	-0.60

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U2	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U4	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U5	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U6	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U7	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U8	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U9	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U10	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U11	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U12	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U13	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U14	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U15	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U16	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U17	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U18	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U20	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U21	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U22	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U23	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U24	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U25	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U26	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U27	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U28	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U29	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U30	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U31	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U32	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
U36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U38	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Combinazioni Frequenti:

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi1\gamma Qns$	$\Psi2\gamma Qns$
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi1\gamma Qns$	$-\Psi2\gamma Qns$
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi2\gamma Qns$	$\Psi1\gamma Qns$
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi2\gamma Qns$	$-\Psi1\gamma Qns$
U1	1.00	1.00	0.30	0.00
U2	1.00	1.00	0.30	0.00
U3	1.00	1.00	0.30	0.00
U4	1.00	1.00	0.30	0.00
U5	1.00	1.00	0.30	0.00
U6	1.00	1.00	0.30	0.00

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
U3	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
U4	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
U5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
U6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20

Elementi di fondazione A1				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi1\gamma Qns$	$\Psi2\gamma Qns$
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi1\gamma Qns$	$-\Psi2\gamma Qns$
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi2\gamma Qns$	$\Psi1\gamma Qns$
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi2\gamma Qns$	$-\Psi1\gamma Qns$
U1	1.00	1.00	0.30	0.00
U2	1.00	1.00	0.30	0.00
U3	1.00	1.00	0.30	0.00
U4	1.00	1.00	0.30	0.00
U5	1.00	1.00	0.30	0.00
U6	1.00	1.00	0.30	0.00

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
U3	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
U4	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
U5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
U6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20

Combinazioni Quasi Permanenti:

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi2\gamma Qns$	$\Psi2\gamma Qns$
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi2\gamma Qns$	$-\Psi2\gamma Qns$

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementi di fondazione A1				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$
2	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi 2 \gamma Q_{ns}$

Combinazione	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

Elemento	SLE														
	Caratteristiche					Frequenti					Q. Permanenti				
	γG_{ns}	γQ_{ns}	γI	γEG	γEQ	γG_{ns}	γQ_{ns}	γI	γEG	γEQ	γG_{ns}	γQ_{ns}	γI	γEG	γEQ
Struttura	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tali combinazioni vengono considerate sovrapponendo i diagrammi secondo la tecnica dell'involuppo.

Informazioni codici di calcolo.

Nome del software : FaTA e-version
 Versione del software : 28.1.0
 Numero di licenza : S/1566-D/1773
 Produttore del software : Stacec. s.r.l.
 Indirizzo del produttore : C.so Umberto I, 358 - 89034 Bovalino (R.C.)

Descrizione : Il software 'FaTAe' è prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi. 'FaTAe' è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in Acciaio, in legno lamellare e massiccio o in muratura. 'FaTAe' articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte: 1) il preprocessore: fase di Input dove viene definita e modellata interamente la struttura; 2) il solutore: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti; 3) il post-processore: fase di verifica degli elementi, di creazione degli elaborati grafici esecutivi e di redazione della relazione di calcolo.

Responsabilità e Competenze.

Nel seguente quadro riepilogativo vengono riportate sinteticamente le responsabilità in merito alle scelte dei parametri definiti dalla normativa e riportate nella seguente relazione.

Argomento	Committente	Progettista
Livelli di sicurezza	X	X
Modello di calcolo	X	X
Vita nominale e classe d'uso	X	X
Situazioni contingenti		X
Combinazioni di carico		X
Azioni di calcolo		X
Prestazioni in esercizio	X	X
Limiti di deformabilità	X	X
Valutazione azione termica		X

Modellazione dinamica int. Terreno-Struttura	X	X
Valutazione azioni antropiche		X
Piano delle indagini geotecniche		X
Termine di vita di servizio costr. esist.	X	
Verifiche strutturali	X	X

Riassunto dei Risultati.

Riassunto Risultati Verifiche.

ELEMENTO	TIPO VERIFICA	COEFF. SIC. MIN	COEFF. SIC. MAX
Travi in C.A.	S.L.V. - Flessione Composta	1.11	> 1000
	S.L.V. - Taglio	1.43	130.30
	S.L.D. - Flessione Composta	1.71	> 1000
	S.L.D. - Taglio	3.48	200.60
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	1.65	> 1000
	S.L.E. Caratteristica - Deformabilità	4.86	20.00
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	1.38	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di esercizio	2.01	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Fessurazione	1.13	> 1000
Pilastrini in C.A.	S.L.V. - Flessioni Composte Rette	1.05	20.18
	S.L.V. - Taglio	1.41	76.32
	S.L.D. - Flessioni Composte Rette	2.70	77.67
	S.L.D. - Taglio	4.90	342.66
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	2.77	21.84
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di esercizio	2.51	18.71
Pareti in C.A.	S.L.V. - Flessione Composta	1.01	109.36
	S.L.V. - Taglio	1.02	9.59
	S.L.V. - Resistenza a compressione	> 1000	> 1000
	S.L.D. - Flessione Composta	2.44	334.01
	S.L.D. - Taglio	4.51	27.12
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	1.21	15.18
Platee	S.L.V. - Flessione	1.01	3.60
	S.L.V. - Taglio	1.04	2.40
	S.L.D. - Flessione	1.70	5.78
	S.L.D. - Taglio	1.66	3.44
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	1.21	15.18
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di esercizio	1.49	14.07
	S.L.E. Quasi Permanente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.V. - Presso-Tenso-Flessione	9.05	11.72
Balcone in C.A.	S.L.V. - Taglio	> 1000	-3.39999995214436416E38
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di Esercizio	11.48	14.61
	S.L.E. Caratteristica - Deformabilità	20.00	20.00
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di Esercizio	12.79	16.79
	S.L.E. Quasi Permanente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.V. - Flessione Composta	1.14	12.88
	S.L.V. - Taglio	1.05	2.71
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di Esercizio	1.49	24.70
Solaio in Latero Cemento con armatura a traliccio	S.L.E. Caratteristica - Deformabilità	2.58	20.00
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	1.85	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di Esercizio	1.58	29.90
	S.L.E. Quasi Permanente - Fessurazione	1.62	> 1000

SOMMARIO

Oggetto.....	1
Localizzazione.....	1
Tipologia della costruzione.....	1
Descrizione geometrica.	1
- Livelli -	1
Caratteristiche geologiche.	4
Normative di Riferimento.	5
Descrizione modello strutturale.....	6
- Caratteristiche delle aste -	8
- Caratteristiche delle Piastre -	11
Caratteristiche dei materiali.	12
Vita nominale.....	12
Classe d'uso e di duttilità.....	12
Azioni sulla struttura.....	13
- Carico Neve -	13
- Azione del Vento -	14
- Azione Termica -	16
- Azione Sismica -	16
Stati limite e prestazioni attese di esercizio.	18
- Elementi in c.a. - Verifiche SLV	18
- Elementi in c.a. - Verifiche SLD	18
- Elementi in c.a. - Verifiche SLE.....	19
- Solai a trave continua - Verifiche SLV	19
- Solai a trave continua - Verifiche SLE	20
Verifiche Geotecniche.	20
Verifica a Stato Limite di Danno.....	20
Verifica a Stato Limite di Operatività.....	20
Tipo di calcolo.....	21
Teoria verifiche Stati Limite.	22
- Elementi in C.A. -	22
Combinazioni di carico adottate.....	28
Informazioni codici di calcolo.	38
Responsabilità e Competenze.....	38
Riassunto dei Risultati.....	39
Riassunto Risultati Verifiche.	39