COMUNE DI PARMA

SETTORE OPERE PUBBLICHE

TEATRO REGIO

Responsabile Unico di Progetto:	Ing. Cecilia Damoni
Consulenza rilievo stato conservativo:	ARCHÈ RESTAURI s.n.c. Via Chiavari 18/A – 43125 – Parma PEC: archerestauri.parma@pec.libero.it ARCHÈ RESTAURI snc
Progetto strutturale:	Ing. Maurizio Ghillani L.P.Eng srl strada Farini 37 – 43121 – Parma email: m.ghillani@studioghillani.it ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI PARMA – Dott. Ing. MAURIZIO GHILLANI N° 862
Progetto architettonico:	Arch. Brigitta Agnese Greco COLLEGIO DEGLI ARCHITETTI PIANIFICATORI PAESAGGISTI E CONSERVATORI PROVINCIA DI PARMA – ARCHITETTO BRIGITTA AGNESE GRECO N. 1459 Sez. A L.P.Eng srl strada Farini 37 – 43121 – Parma email: m.ghillani@studioghillani.it

TEATRO REGIO: **Manutenzione straordinaria della copertura dei fornici del braccio Sud**

CUP I92H24000880004 - CUI L00162210348202500049

RELAZIONE DI CALCOLO

Esecutivo

Data emissione: 19/11/2025

TAV. RCAL

INDICE

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO Pag. 3
1. RELAZIONE DI CALCOLO Pag. 13
1.1 Introduzione Pag. 13
1.2 Descrizione dell'intervento Pag. 13
1.3 Analisi dei carichi Pag. 15
1.4 Verifica al ribaltamento delle facciate - stato di progetto Pag. 17
1.5 Verifica delle strutture voltate Pag. 17
2. CONCLUSIONI Pag. 18
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO Pag. 19

Allegati:

- Verifica volta di copertura – progetto
- Verifica cinematismo di ribaltamento parete del piano primo
- Verifica catene in acciaio
- Verifica cinematismo di flessione orizzontale parete del primo piano

Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto

a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica:

Contesto edilizio: l'edificio si trovo nel centro storico di Parma.
L'area insiste su terreni alluvionali propri dei depositi fluviali quaternari del torrente Parma.
Per quanto riguarda gli aspetti geomorfologici e idrogeologici l'area di studio fa parte di un complesso non soggetto a rischio.

b) descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico:

L'edificio costituisce il fornice Sud del Teatro Regio di Parma. Si sviluppa tra la chiesa di Sant'Alessandro e il teatro, su due livelli.
Le strutture murarie dell'edificio sono in mattoni pieni e malta di calce.
Gli orizzontamenti sono a volta.
La copertura a falde è costituita da una struttura lignea, su cui poggia il manto di copertura in coppi, appoggiata con adeguati spessoramenti alla volta di copertura.
Le volte sono realizzate in mattoni pieni.
L'intervento si configura come "Restauro scientifico", essendo l'edificio vincolato dalla Soprintendenza per i Beni Architettonici, e dal punto di vista sismico è inquadrabile nella categoria di "Intervento locale".
La destinazione d'uso dell'edificio è C2 (teatri), costituendo il primo livello locale di accesso dell'adiacente "ridotto" del Teatro Regio.
I vincoli imposti dal progetto architettonico sono quelli tipici per il restauro di edifici vincolati, quindi minima invasività degli interventi e rispetto massimo delle strutture e finiture esistenti.

c) normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica:

- NTC 2018
- Circolare n. 7 del 21/01/2019
- Direttiva 09/02/2011 del Presidente del Consiglio dei Ministri: "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 Gennaio 2008)"

d) definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale - V_N, classe d'uso, periodo di riferimento - V_R, categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali:

Azione sismica di base del sito:

- Vita nominale della costruzione V_N = 50 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione C_U = 1,5
- Periodo di riferimento per la costruzione V_R = 75 anni
- Categoria di terreno di fondazione: C
- Categoria Topografica: T1
- S_T = 1
- Zona sismica 3
- Latitudine (deg) 44,803871°; Longitudine (deg) 10,328071° (ED 50)

Per quanto riguarda la categoria del terreno, ci si è riferiti allla MASW eseguita per il restauro del Teatro Regio, che assegna la categoria C per periodi del primo modo di vibrare inferiori a 0,5 s (spettro di risposta SLV normalizzato della mediana delle simulazioni). In effetti il periodo del primo modo dell'edificio è pari a 0,406 secondi, calcolato con la formula semplificata del par. 7.3.3.2 delle NTC 2018).

Azioni sulla costruzione:

Carico neve:

Località: Parma

$q_s = \mu_i \, q_{sk} \, C_E \, C_T$

$q_{sk} = 150$ daN/m^2

$\mu_i = 0,8$

$C_E = 1$

$C_T = 1$

$q_s = 120$ daN/m^2

Pesi propri delle murature:

- mattoni pieni: 1800 daN/m^3

Analisi dei carichi: copertura - stato di fatto

sovraccarico neve	120 daN/m^2
listellatura	5 daN/m^2
doppio manto di coppi ad orditura integrata (+15%)	98 daN/m^2
ondulina bituminosa	8 daN/m^2
travetti 10x14 i=50 cm	16 daN/m^2
incidenza basamenti travetti in chiave	6 daN/m^2
volta mattoni sp. una testa 14 cm	252 daN/m^2

Tot. Permanenti:	385 daN/m^2

Analisi dei carichi: copertura - stato di progetto

sovraccarico neve	120 daN/m^2
tavolato di larice 2,5 cm	15 daN/m^2
doppio manto di coppi	85 daN/m^2
doppia guaina	10 daN/m^2

travetti 10x12 i=50 cm con traverso in colmo 14x14	18 daN/m^2
isolante lana di roccia 16 cm	10 daN/m^2
volta mattoni sp. una testa 14 cm	252 daN/m^2

Tot. Permanenti:	390 daN/m^2

Analisi dei carichi: volte a copertura piano terra – stato di fatto e di progetto

sovraccarico acc.	400 daN/m^2
peso proprio e riempimento (media)	550 daN/m^2
sottofondo e pavimento	120 daN/m^2
intonaco intradosso	30 daN/m^2

Tot. Permanenti:	700 daN/m^2

Azioni eccezionali:

Non si sono considerate azioni eccezionali agenti sull'edificio.

e) descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati:

1) Acciaio di classe S235
2) Dadi, bulloneria e barre filettate di classe 8.8
3) Legname massiccio di classe C24
4) Rete in fibra di vetro ARV 100 Kerakoll
5) Geocalce F Antisismico di Kerakoll

f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità - CD, regolarità in pianta ed in alzato, tipologia strutturale, fattore di struttura - q e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati:

Per quanto riguarda i cinematismi locali si è utilizzato un fattore di struttura q = 2 conformemente alle indicazioni della normativa vigente.

Stati limite indagati:
Verifiche statiche: SLU
Verifiche sismiche: SLV

Non si prevedono interventi sulle fondazioni.

g) indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione:

Combinazione fondamentale (SLU)
Combinazione sismica: SLV

Coefficienti parziali per le azioni (approccio 2, comb. sfavorevoli):
$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1{,}3$
$\gamma_{Qi} = 1{,}5$

Coefficienti di combinazione:

$\psi_{01} = 0{,}5$	(neve)
$\Psi_{11} = 0{,}2$	(neve)
$\Psi_{21} = 0$	(neve)
$\psi_{01} = 0{,}7$	(accidentale cat. C2)
$\psi_{11} = 0{,}7$	(accidentale cat. C2)
$\psi_{21} = 0{,}6$	(accidentale cat. C2)

h) indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa: analisi lineare o non lineare (precisazione del fattore Θ = P d/V h), analisi statica o dinamica

(periodo $T_1 < 2.5T_C$ o T_D, regolarità in altezza).
Nel dettaglio deve essere esplicitato se trattasi di:
- analisi lineare statica,
- analisi lineare dinamica (numero di modi considerati e relative masse partecipanti),
- analisi non lineare statica (distribuzioni di carico adottate e rapporti di sovraresistenza • u/• 1),
- analisi non lineare dinamica (accelerogrammi adottati),
- altro, riportando la sintesi dei principali risultati:

Meccanismi locali (macroelementi): analisi cinematica lineare.
Volta in muratura: metodo del Calcolo a Rottura (Analisi Limite, §8.4.4 CNR-DT 213/2015).

i) criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:
- stati limite ultimi, in termini di resistenza, di duttilità e di capacità di deformazione,
- stati limite di esercizio, in termini di resistenza e di contenimento del danno agli elementi non strutturali:

Stati Limite Ultimi: SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

j) rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati:

Le verifiche di sicurezza sono state condotte su meccanismi locali dei macroelementi, e la verifica di non attivazione dei meccanismi dopo gli interventi.
I risultati provengono da elaborazioni effettuate con fogli di calcolo e verifiche manuali.
Le verifiche sono riferite alle murature del primo piano, poiché l'intervento va limitato al solo primo piano di edificio, e anche perché per quelle del piano terra si ritiene che i meccanismi di secondo ordine non siano attivabili per conformazione geometrica (maschi murari disposti trasversalmente).

Meccanismi locali fuori piano (ribaltamento parete monolitica):

Stato di fatto:
a_{SLV} = 0,035 g
con tempo di ritorno T_r < 30 anni

Stato post-intervento:
- ribaltamenti inibiti.
- meccanismi di flessione verticale della muratura (attivabili post-intervento): inibiti

k) caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo:

Per la verifica della volta si è utilizzato il software SAV (Ades software). Il software si è dimostrato affidabile in precedenti modellazioni e presenta modelli di validazione attendibili.
Per i cinematismi si è utilizzato il foglio di calcolo Reluis Cine 1.0.4, facilmente verificabile con semplici calcoli manuali.

l) con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione: fasi di realizzazione dell'opera (se pertinenti), sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite, ed altri aspetti e risultati significativi della progettazione di opere particolari:

Non è previsto alcun intervento di realizzazione di nuove fondazioni.

m) indicazione della categoria di intervento previsto e motivazione della scelta adottata:

L'intervento è classificabile come "riparazione o intervento locale" ai sensi del punto 8.4.1 delle NTC2018 e C8.4.1 della Circ. 7.
L'intervento proposto consiste in interventi, anche estesi, che non modificano il comportamento della struttura alterandone il comportamento.

n) descrizione della struttura esistente nel suo insieme, delle eventuali interazioni con altre unità strutturali e delle modalità con cui di ciò si è tenuto conto, dei principali interventi realizzati nel tempo, nonché sintesi delle vulnerabilità riscontrate, derivanti dal rilievo strutturale:

L'edificio costituisce il fornice Sud del Teatro Regio di Parma. Si sviluppa tra la chiesa di Sant'Alessandro e il teatro, su due livelli.

Le strutture murarie dell'edificio sono in mattoni pieni e malta di calce.

Gli orizzontamenti sono a volta.

La copertura a falde è costituita da una struttura lignea, su cui poggia il manto di copertura in coppi, appoggiata con adeguati spessoramenti alla volta di copertura.

Le volte sono realizzate in mattoni pieni.

L'edificio costituisce il collegamento fra la chiesa di Sant'Alessandro e il Teatro Regio; le strutture adiacenti condividono murature in comune con l'edificio, pur non essendo evidenti e certe le ammorsature murarie; le interazioni, certamente attivabili in fase sismica (anche se in maniera limitata, essendo gli edifici contigui di altezza simile), e in ogni caso non sono mitigabili con interventi edilizi compatibili con il costruito storico monumentale.

Dallo studio delle lesioni presenti nell'edificio, dei meccanismi di collasso dei macroelementi e sulla base delle problematiche e carenze strutturali che si possono riscontrare, si possono individuare le maggiori criticità e decidere gli interventi strutturali da attuarsi.

Le principali vulnerabilità riscontrate risiedono nei seguenti punti:

1. Mancanza di collegamenti a livello di piano.
2. Ammaloramento generalizzato delle strutture lignee di copertura, con evidenti infiltrazioni di agenti atmosferici e attacchi biologici in corso (non ultimo il guano di piccione). Le orditure principali presentano un degrado diffuso e purtroppo difficilmente recuperabile. Le strutture lignee inoltre sono carenti di collegamenti reciproci.
3. Discretizzazioni della muratura, in alcuni punti dell'edificio: il quadro fessurativo è concentrato in corrispondenza degli archi delle grandi aperture presenti al primo piano.
4. Le volte di mattoni posati di costa di copertura non sono adeguate ai cimenti statici e sismici a cui sono sottoposte.

o) definizione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti le strutture interessate

dall'intervento, in relazione ad eventuali indagini specialistiche condotte o ad altro materiale disponibile, e conseguente determinazione dei livelli di conoscenza e dei corrispondenti fattori di confidenza:

L'edificio è costituito da muratura mattoni pieni e malta di calce.

Per quanto riguarda i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza si sono utilizzate le indicazioni della Direttiva 09/02/2011 del Presidente del Consiglio dei Ministri: "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 Gennaio 2008)", arrivando ai seguenti risultati:

Nel caso in esame si ritiene di poter utilizzare i seguenti valori di F_{Ck} (in riferimento alla Tabella 4.1. "*Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza*"), relativamente alla modellazione:

Per quanto riguarda gli aspetti legati alla modellazione locale (macroelementi e meccanismi di collasso per ribaltamento) si ritiene di poter assegnare i seguenti valori di F_{Ck}:

$F_{C1} = 0$

$F_{C2} = 0,12$

$F_{C3} = 0,12$

$F_{C4} = 0$

il cui corrispondente fattore di confidenza è:

Modellazione locale: $F_C = 1,24$

Come livello di conoscenza si è optato per il più cautelativo imposto dalla normativa:

Livello di conoscenza: LC1

Per quanto riguarda i materiali si è fatto riferimento ai valori di normativa (Circ. 21 gennaio 2019 n° 7, tabelle C8.5.I e II), con riferimento ad un livello di conoscenza LC1; tali valori andranno divisi per i fattori di confidenza sopra individuati.

- muratura in mattoni pieni e malta di calce:

  f_m = 2,60 N/mm^2 (valore minimo di tabella)

  τ_0 = 0,05 N/mm^2 (valore minimo di tabella)

  E = 1500 N/mm^2 (valore intermedio di tabella)

  G = 500 N/mm^2 (valore intermedio di tabella)

p) risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento, in condizioni statiche e sismiche:

Il confronto tra le accelerazioni al suolo (e i relativi tempi di ritorno delle azioni sismiche di collasso associate) che portano al collasso la struttura prima e dopo l'intervento è sempre positivo, nel senso che le accelerazioni (e i relativi tempi di ritorno) sono sempre maggiori nel caso delle strutture post-intervento rispetto a quelle pre-intervento. Per quanto riguarda i meccanismi di ribaltamento delle pareti esterne, gli incatenamenti hanno di fatto inibito l'attivazione degli stessi.

Per quanto riguarda i meccanismi indagabili da un punto di vista solo qualitativo, gli interventi proposti vanno senz'altro nella direzione del miglioramento.

1. RELAZIONE DI CALCOLO

L'analisi sismica dell'edificio esistente è stata condotta sulla scorta delle indicazioni contenute nelle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" - D.P.C.M. 09/02/2011.

Scopo dell'analisi sismica del complesso edilizio è quello di individuare le criticità presenti e di suggerire gli interventi per un miglioramento della risposta sismica.

1.1 Introduzione

Il progetto è stato redatto secondo le istruzioni contenute nel D.M. del 17 Gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) e della Circolare 21 Gennaio 2019 n° 7 (Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni).

In base a tali premesse l'edificio in esame, compreso nel territorio comunale di Parma, dovrà essere considerato e classificato in zona "a bassa sismicità" (zona 3 della classificazione sismica regionale).

Per l'edificio non si prevede di modificare la rigidezza degli orizzontamenti (le volte di copertura saranno consolidate senza incremento di rigidezza), mentre verrà riqualificata la copertura lignea (con aumento di peso trascurabile), verranno inseriti sistemi resistenti a trazione sui muri sommitali. La tipologia di intervento è classificabile come "**Riparazione o intervento locale**"(punto 8.4.1 delle NTC: *gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura).*

I calcoli saranno elaborati in modo conforme alle norme vigenti, secondo i principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

1.2 Descrizione dell'intervento

Sulla base dei dissesti presenti e chiaramente individuati, e in seguito all'analisi dei meccanismi di collasso presenti nell'edificio, si sono decisi gli interventi di ripristino strutturale e di miglioramento della risposta sismica locale. Dal punto di vista strutturale l'intervento maggiormente significativo consiste nel consolidamento della volta di copertura e nell'inserimento di catene metalliche.

Gli interventi strutturali sono sostanzialmente i seguenti (si vedano per i dettagli gli elaborati grafici progettuali):

1. Consolidamento della volta di copertura
   La volta sarà consolidata con una sottile cappa in malta a base di calce armata con rete in fibra di vetro tipo Kerakoll ARV 100, inghisata alle pareti perimetrali con connettori in tessuto in fibra di acciaio Geosteel G1200.
2. Inserimento di un sistema resistente a trazione nelle pareti sommitali
   Si è deciso di inserire un sistema resistente a trazione in rete in fibra di vetro in sommità alle pareti del sottotetto, da realizzarsi in continuità a quello della volta.
3. Interventi di consolidamento delle lesioni
   Solo se necessario in seguito ad analisi puntuale in loco, le lesioni murarie saranno riprese con interventi di scuci-cuci con elementi in analogia a quelli esistenti; nel caso delle numerose lesioni di piccola entità, si prevede di intervenire con intasamento delle stesse con malta speciale per restauro e/o con sottili cunei metallici o in legni duri.
4. Incatenamenti
   I cimenti orizzontali provenienti dalle strutture spingenti della volta di copertura saranno inibiti da opportuni incatenamenti metallici, anche al fine di inibire i ribaltamente delle pareti del secondo livello.
5. Ripristino delle strutture lignee di copertura
   Le orditure lignee di copertura ammalorate, appoggiate alla volta, saranno sostituite ove irrecuperabili per attacchi di carie bianca. Si prevede il loro recupero se in buono stato conservativo. Si prevede di inserire un tavolato ligneo in sostituzione delle terzanelle e delle lastre in ondulina flessibile.

Verranno riportati i calcoli e le verifiche sismiche relativi alle strutture più significative: i calcoli sono stati elaborati in modo conforme alle norme vigenti, secondo i principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. Il metodo utilizzato per il calcolo dei sovraccarichi e delle sollecitazioni è quello degli Stati Limite (NTC2018); in particolare, concordemente con quanto indicato dalle Norme Tecniche per quanto riguarda gli edifici esistenti, le verifiche saranno condotte allo SLU e allo SLV, con i coefficienti parziali e le combinazioni di normativa:

Combinazione fondamentale (SLU)

Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

Combinazione frequente (SLE reversibili)

Combinazione quasi permanente (SLE, effetti a lungo termine)

Combinazione sismica (SLV)

Coefficienti parziali per le azioni (approccio 2, comb. sfavorevoli):

$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1{,}3$

$\gamma_{Qi} = 1{,}5$

Coefficienti di combinazione:

$\psi_{01} = 0{,}5$ (neve)

$\psi_{21} = \psi_{11} = 0{,}0$ (neve)

$\psi_{01} = 0{,}7$ (accidentale cat. C2)

$\psi_{11} = 0{,}7$ (accidentale cat. C2)

$\psi_{21} = 0{,}6$ (accidentale cat. C2)

In particolare sono state condottete le seguenti verifiche sismiche:

- verifiche locali di meccanismi locali (macroelementi) secondo il livello LV2

1.3 Analisi dei carichi

Carico neve:

Località: Parma

$q_s = \mu_i \, q_{sk} \, C_E \, C_T$

$q_{sk} = 150$ daN/m^2

$\mu_i = 0{,}8$

$C_E = 1$

$C_T = 1$

$q_s = 120$ daN/m^2

Pesi propri delle murature:

- mattoni pieni: 1800 daN/m^3

Analisi dei carichi: copertura - stato di fatto

sovraccarico neve	120 daN/m^2
listellatura	5 daN/m^2
doppio manto di coppi ad orditura integrata (+15%)	98 daN/m^2
ondulina bituminosa	8 daN/m^2
travetti 10x14 i=50 cm	16 daN/m^2
incidenza basamenti travetti in chiave	6 daN/m^2
volta mattoni sp. una testa 14 cm	252 daN/m^2

Tot. Permanenti:	385 daN/m^2

Analisi dei carichi: copertura - stato di progetto

sovraccarico neve	120 daN/m^2
tavolato di larice 2,5 cm	15 daN/m^2
doppio manto di coppi	85 daN/m^2
doppia guaina	10 daN/m^2
travetti 10x12 i=50 cm con traverso in colmo 14x14	18 daN/m^2
isolante lana di roccia 16 cm	10 daN/m^2
volta mattoni sp. una testa 14 cm	252 daN/m^2

Tot. Permanenti:	390 daN/m^2

Analisi dei carichi: volte a copertura piano terra – stato di fatto e di progetto

sovraccarico acc.	400 daN/m^2
peso proprio e riempimento (media)	550 daN/m^2
sottofondo e pavimento	120 daN/m^2
intonaco intradosso	30 daN/m^2

Tot. Permanenti: 700 daN/m^2

1.4 Verifica al ribaltamento delle facciate - stato di progetto

Con l'intervento proposto (incatenamenti di piano mediante inserimenti di catene metalliche), esteso alla quota del livello di copertura, si ritiene che i meccanismi di ribaltamento delle facciate del primo piano siano inibiti. Le stesse pareti sono verificate anche per il meccanismo di flessione verticale, attivabile in seguito all'intervento di incatenamento proposto.

1.5 Verifica delle strutture voltate

In allegato si riportano le verifiche della volta di copertura, effettuate con il solutore SAV (Aedes software). La volta risultano verificate staticamente e sismicamente in seguito all'intervento proposto.

2. CONCLUSIONI

Il confronto tra le accelerazioni al suolo (e i relativi tempi di ritorno delle azioni sismiche di collasso associate) che portano al collasso di una struttura prima e dopo l'intervento è il principale criterio per giudicare se l'intervento è realmente un miglioramento sismico, almeno per i modelli globali e i meccanismi indagabili in modo quantitativo.

Per quanto riguarda gli interventi locali previsti nell'edificio, essi non peggiorano la risposta sismica globale dell'unità strutturale, mentre localmente costituiscono un miglioramento sismico locale e statico sostanziale.

Per quanto riguarda i meccanismi indagabili da un punto di vista solo qualitativo, gli interventi proposti vanno senz'altro nella direzione del miglioramento (interventi di ripristino e consolidamento muraro, connessioni reciproche tra le strutture, ecc.).

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative che sono state considerate per la redazione del progetto sono le seguenti:

Legge 2 Febbraio 1974 n° 64
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. 17 Gennaio 2018
Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circ. 21 Gennaio 2019, n° 7
Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17-1-2018)

Direttiva 09/02/2011 del Presidente del Consiglio dei Ministri: "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008)"

Linee guida LL.PP. 24/07/2009: Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP

D.P. CS LL.PP. n. 627 del 03.12.2019
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale - Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM

D.P. CS LL.PP. n.292 del 29.05.2019
Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione dei sistemi a rete preformata in materiali compositi fibrorinforzati a matrice polimerica da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti con la tecnica dell'intonaco armato CRM (Composite Reinforced Mortar) – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Fascicolo dei calcoli volta di copertura fornice Sud Teatro Regio - Progetto

SAV, Sicurezza e Analisi di Volte e ponti in muratura:
progetto preimpostato. Geometria della curva:
arco Ellittico.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17.1.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni ", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018

Circolare 21.1.2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

***Edifici monumentali*:**
Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali**: "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"

***Ponti*:**
CNR-DT 213/2015: "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura"
Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti, allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 54/2022, espresso dall'Assemblea Generale in data 10.06.2022

Normativa RFI, Rete Ferroviaria Italiana:
RFI DTC INC PO SP IFS 001A. Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori ferroviarie sotto binario
RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
RFI DIN ICI LG IFS 001 A, Linea Guida per la verifica strutturale dei ponti ad arco in muratura

Interventi di consolidamento mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati:
CNR-DT 200 R1/2013: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"
CNR-DT 215/2018: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica"

Sismica:
Ordinanza del Capo del Dipartimento di Protezione Civile 780 del 20.5.2021: Prevenzione Rischio Sismico, con Allegato: " Scheda di sintesi della verifica sismica di ponti strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico"

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Teoria generale sull'analisi limite:
S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: **Sul calcolo degli archi in muratura**, Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze: http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf
S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: **Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri**, Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)
M. Paradiso, G. Tempesta, S. Galassi, F. Pugi: **Sistemi Voltati in Muratura**, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007

Analisi sismica:
F. Pugi, S. Galassi: **Seismic analysis of masonry voussoir arches according to the Italian building code**, Int. J. Earthquake Eng. 2013;30(3):33-55

Cedimenti:
S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: **Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports**, Engineering Structures 173 (2018), 706-717

Spinte passive dal riempimento:
P. Gelfi: **Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults**, Restoration of Buildings and Monuments 8 (2002): 573 - 590: http://gelfi.unibs.it/pdfPubblicazioni/14-Role of horizontal backfill.pdf

Ponti esistenti in muratura:
C. Torre: **Ponti in Muratura, Dizionario Storico Tecnologico**, Alinea, Firenze, 2003
M. Mazzoleni, L. Jurina: **Ponti in muratura: difetti e patologie**, Convegno CIAS: Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento, Bolzano, 18-19 ottobre 2006: http://www.cias-italia.it/PDF/93.pdf
F. da Porto: **Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura**, Convegno CIFI, RFI - Università degli Studi di Padova, 2013: http://www.cifi.it/UplDocumenti/padova/05 Vulnerabilita sismica dei ponti ferroviari_da Porto.pdf
M. Corradi: **Empirical methods for the construction of masonry arch bridges in the 19th century. Arch Bridges: history, analysis, assessment, maintenance and repair**. Proceedings of the second international arch bridge conference, Edr A. Sinopoli, Venice 6–9 October 1998, Balkema Rotterdam, pp 25–36
D. Proske, Pieter van Gelder: **Safety of Historical Stone Arch Bridges**, Springer, 2009

Indice di Qualità Muraria:
A. Borri A., A. De Maria: **L'Indice di Qualità Muraria (IQM) e la disgregazione delle murature per effetto del sisma**, Structural n. 229. Maggio-giugno 2020
A. Borri, M. Corradi, A. De Maria: **The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index**. Heritage 2020, 3(4), 1162-1198; https://doi.org/10.3390/heritage3040065 - 22 Oct. 2020

Analisi modale:
A. Avorio, A. Borri, M. Corradi, A. Barbieri, A. Di Tommaso: **Comportamento dinamico di volte in muratura rinforzate con FRP-materials: primi risultati**, X Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", 2001
M. Corradi, A. Borri, G. Castori, K. Coventry: **Experimental Analysis of Dynamic Effects of FRP Reinforced Masonry Vaults**, Materials 2015, 8, 8059-8071; doi:10.3390/ma8125445

GENERALITA' SU METODOLOGIE DI ANALISI E STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

Per l'**analisi degli stati limite ultimi SLU di tipo statico (EQU) e di tipo sismico (SLV)**, SAV applica la metodologia dell'analisi limite (calcolo a rottura) idonea per lo studio dei meccanismi di collasso e della stabilità dei sistemi voltati. Nell'analisi limite vengono definiti i moltiplicatori di collasso sia per carichi statici sia per carichi sismici e dei conseguenti indicatori di rischio.
Per l'**analisi dello stato limite di esercizio SLE**, SAV applica il metodo dell'analisi elastica non lineare con muratura non reagente a trazione.
I riferimenti normativi sugli Stati Limite da analizzare e le relative verifiche di sicurezza sono riportati in sintesi nei punti seguenti (CNR=CNR-DT 213/2015, NTC=D.M.17.1.2018), tenendo conto che i metodi di analisi per le strutture murarie esistenti ad arco sono trattate in dettaglio nelle CNR, dedicate ai ponti in muratura e le cui indicazioni costituiscono un riferimento generale per i sistemi strutturali voltati in muratura. Le CNR costituiscono altresì un riferimento per i ponti esistenti ad arco in calcestruzzo non armato o debolmente armato, in quanto strutture massicce assimilabili alle strutture in muratura. In generale per i ponti esistenti viene fatto riferimento anche alle Linee Guida 2022 (LG=Linee Guida 2022).

§3.5.3 CNR: **Stati Limite di riferimento per il controllo della sicurezza strutturale**: anche se NTC consente di omettere, per le strutture murarie, la verifica per lo Stato Limite di Esercizio (cfr. §4.5.6.3 NTC), la struttura deve essere controllata per gli Stati Limite Ultimi di Perdita di Equilibrio (EQU) e di Salvaguardia della Vita (SLV), e per lo Stato Limite di Esercizio (SLE), assimilato allo Stato Limite di Danno SLD.

§3.5.1 CNR: lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato. Nel caso dei ponti in muratura deve essere verificato attraverso l'equivalente Teorema Statico del Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR [stato limite di resistenza della struttura].
SLV (stato limite di salvaguardia della vita) si riferisce alle verifiche sismiche (§3.2.1 NTC) e §3.12 CNR conferma che la verifica per azioni sismiche può essere condotta con riferimento al solo SLV, tenendo conto che in generale il collasso di una struttura muraria voltata è determinato, più che dal superamento di limiti di sforzo, dalla variazione della sua geometria. Definite le forze sismiche, e cioè i carichi rappresentativi dell'azione sismica, la verifica per SLV fa riferimento ai metodi di analisi illustrati in §8 e §9 CNR.

Nel rispetto delle indicazioni normative, **il software SAV utilizza i seguenti metodi di analisi e verifica della sicurezza**:

Per EQU (**verifica statica allo stato limite ultimo** sotto combinazioni di tipo fondamentale ([2.5.1] in §2.5.3 NTC) **e per SLV** (**verifica sismica** per stato limite di salvaguardia della vita):
metodo del Calcolo a Rottura (Analisi Limite, §8.4.4 CNR), con cui si determina l'esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio e, mediante corrispondenti verifiche a compressione e a taglio, la compatibilità con le proprietà resistenti del materiale murario (per una completa illustrazione della metodologia di Analisi Limite implementata in SAV, si rinvia alla descrizione dei Risultati Analisi Statica e Procedure di calcolo per SLU).

Per SLE, **verifica statica allo stato limite di esercizio**, assimilato allo stato limite di danno SLD:
metodo dell'Analisi elastica non lineare (§8.4.2 CNR). In §3.5.2 CNR si afferma quanto segue: "Considerato il particolare comportamento del "materiale muratura", come unico Stato Limite di Esercizio si assume l'attingimento in una qualsiasi parte della struttura di una misura di intensità limite ammissibile dello stato tensionale, coniugato con la verifica della ammissibilità di spostamenti e fessurazioni." L'ammissibilità dello stato tensionale, degli spostamenti e delle fessurazioni viene controllata attraverso la metodologia di verifica descritta in §8.4.2 CNR (per una completa illustrazione della metodologia di Analisi Elastica Lineare implementata in SAV, si rinvia alla descrizione dei Risultati Analisi Elastica Lineare per SLE).

Dati: PROGETTO, STRUTTURA, CARICHI (CCE e CCC) - AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

Dati PROGETTO

I dati del Progetto consentono l'impostazione della tipologia della struttura voltata. In particolare:

Tipologia = qualifica la struttura come Volta cilindrica (a botte), suddivisa idealmente in più archi (detti anche: Archi Ideali), o come Singolo Arco. La struttura può essere qualificata come 'non soggetta a traffico' (sistemi voltati o archi inseriti in organismi edilizi quali edifici o fabbricati monumentali) oppure come ponte stradale o ferroviario. Il tipo di sistema voltato può essere monocampata o multicampata (ponti, arcate consecutive).

Arco: geometria della curva = identifica la curva descrittiva dell'arco (sezione trasversale della Volta).

Ponte: geometria della volta = la volta del ponte può essere retta o, in caso di ponte monocampata, obliqua, con un angolo di obliquità definito in input. La definizione di una volta obliqua richiede geometria della curva ellittica.

Dati STRUTTURA

I dati della struttura voltata sono organizzati in **gruppi** (**Volta, Arco, Piedritti/Pile/Spalle, Contorno, Materiale Volta, Materiale Piedritti, Rinforzi, Cedimenti, Timpano, Crociera**).

Volta

N° di Condizioni di Carico Elementari (CCE), N° di Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari (CCC) = i carichi vengono descritti nel seguito, nel paragrafo: 'Dati Carichi'

Profondità: Ly = indica la profondità della Volta (dimensione in pianta in direzione Y). La somma delle profondità Ly dei singoli Archi Ideali costituenti la Volta coincide necessariamente con la profondità della Volta. Nel caso di Arco Singolo, ovviamente, la profondità della Volta coincide con la profondità del Singolo Arco, tranne il caso di archi definiti per punti o policentrici, dove le profondità possono essere variate per ogni singolo concio (arco per punti) o per ogni singolo arco di circonferenza componente (policentrico)

Numero di Archi costituenti la Volta = indica il numero di archi affiancati (Archi Ideali) in cui viene suddivisa la struttura voltata. Tale numero è pari a 1 nel caso di Singolo Arco.

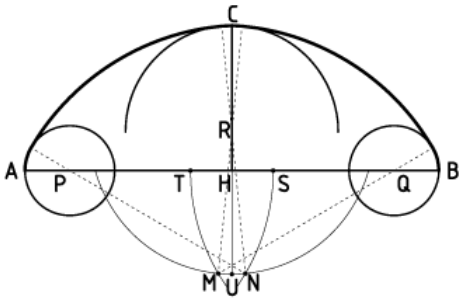
Dati Archi Ideali:
L_Y = profondità del singolo Arco Ideale;

Y asse = posizione dell'asse in profondità per il singolo Arco Ideale;
Catena = se attivata, indica il contributo statico di una catena (tirante metallico);
d, **Z**, **fyd** = dati della catena: diametro, quota assoluta (rispetto allo zero del riferimento XZ) e tensione di snervamento.
Nel caso di catene non aventi sezione circolare (ad es. quadrelli) occorre specificare un diametro 'equivalente' in modo che la sezione metallica resistente sia identica.
Il procedimento numerico sia in analisi limite sia in analisi elastica scarterà i casi di catene compresse (ritenute in sbandamento per carico di punta, e quindi inefficaci) ed eseguirà la verifica a trazione confrontando l'eventuale tensione di trazione (=sforzo normale diviso l'area del tondino) con la resistenza allo snervamento specificata in input.

Arco

Contiene i parametri che, in base alla tipologia, descrivono la configurazione geometrica dell'arco.
Di seguito riportiamo, per ogni tipologia, l'elenco dei parametri in input (cioè dei parametri modificabili dall'Utente; altri parametri, per ogni tipologia di arco, vengono derivati dai dati in input, ad esempio: gli angoli di imposta per l'arco circolare a sesto ribassato).
- Arco Circolare a tutto sesto (spessore costante o variabile)
Freccia (coincide con il raggio di intradosso); spessore all'imposta; spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso. Se l'arco ha spessore variabile (spessore d'imposta maggiore dello spessore in chiave), il centro della circonferenza d'estradosso ha Z negativa (sull'asse Z, è localizzato in un punto sottostante l'origine). Se l'arco ha spessore costante, il centro della circonferenza d'estradosso coincide con l'origine, cioè con il centro della circonferenza d'intradosso.
- Arco Circolare a sesto ribassato (spessore costante o variabile)
Freccia; corda; spessore all'imposta; spessore in chiave. Lo spessore all'imposta è la lunghezza del giunto (interfaccia del concio) all'imposta, misurata sul raggio della circonferenza di intradosso. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso.
- Arco Circolare zoppo (spessore costante)
Freccia; corda (la corda si riferisce alla proiezione orizzontale dell'intradosso compresa fra il punto d'imposta di intradosso a quota inferiore e la chiave dell'arco); altezza di imposta sinistra; altezza di imposta destra; spessore. L'altezza d'imposta rappresenta la distanza verticale fra i vertici estremi d'intradosso. Solo una delle due altezze d'imposta (la sinistra o la destra) può essere diversa da zero. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro comune delle circonferenze di intradosso e di estradosso.
- **Arco Circolare a sesto acuto (spessore costante)**
Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso. Qualora gli angoli alle imposte non siano 180° per la sinistra e 0° per la destra, si dovrà fare riferimento all'estensione degli archi di circonferenza d'intradosso fino all'orizzontale passante per i centri delle due circonferenze corrispondenti ai semiarchi di destra e di sinistra); angolo d'imposta sinistro; angolo d'imposta destro (per archi a sesto acuto simmetrici a sviluppo completo, si avrà: angolo d'imposta sinistro pari a 180° e destro pari a 0°); spessore. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nell'intersezione della retta orizzontale congiungente i centri dei due semiarchi con l'asse verticale dell'arco determinato dall'interfaccia in chiave (asse di simmetria nel caso di semiarchi uguali). Qualunque sia il criterio di suddivisione dell'arco in conci, viene sempre predisposta un'interfaccia lungo l'asse verticale Z.
- **Arco Circolare a sesto acuto (spessore variabile)**
Parametri analoghi al caso dell'arco a sesto acuto a spessore costante, con i seguenti significati per gli spessori: lo 'spessore in chiave s,c' è la lunghezza di interfaccia in chiave (misurato in direzione verticale, lungo l'asse Z); lo 'spessore s' coincide con lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a 180°, si deve idealmente proseguire la circonferenza di intradosso fino all'asse X, e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale.
- **Arco Policentrico**
Angolo di imposta sinistro; numero di Archi Elementari (=archi di circonferenza componenti la policentrica); Raggi, Angoli, Spessori e Profondità degli Archi Elementari. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice di intradosso iniziale del primo Arco Elementare (il n°1, arco iniziale più a sinistra).

Gli archi policentrici vengono costruiti ponendo **il centro del cerchio successivo sul raggio del cerchio precedente**. Infatti, nel punto di variazione della curvatura (dove finisce il cerchio precedente ed inizia il successivo), la tangente deve essere perpendicolare al raggio ed è comune ai due cerchi consecutivi.
La costruzione in SAV rispetta questo metodo.
Un esempio di arco a 5 centri, che rispetta la regola costruttiva sopra descritta, è il seguente



- **Arco Ellittico (spessore costante o variabile)**
Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso, cioè all'asse orizzontale dell'ellisse di intradosso); angolo d'imposta sinistro (gli angoli di imposta si riferiscono all'ellisse media, cioè all'asse dell'arco); angolo d'imposta destro; spessore all'imposta (è lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a 180°, si deve idealmente proseguire l'arco d'ellisse di intradosso fino all'asse orizzontale dell'ellisse (asse X), e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale); spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro dell'ellisse.
- **Arco per Punti**
Angolo di imposta sinistro; angolo di imposta destro; profilo di estradosso continuo (in caso affermativo, la curva di estradosso collega con continuità i conci senza scalini dovuti alle variazioni di spessore); numero di Punti; Coordinate Intradosso, Spessori e Profondità in corrispondenza dei Punti. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice di intradosso iniziale.
- **Piattabanda**
Luce inferiore; luce superiore; spessore all'imposta; spessore in chiave. Gli spessori sono misurati in direzione verticale; quello all'imposta, a partire dall'origine degli assi (cioè dal vertice d'intradosso iniziale), e quello in chiave lungo l'asse di simmetria (asse verticale di mezzeria). L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice iniziale (sinistro) d'intradosso.

Nel gruppo di dati 'Arco' vengono inoltre specificati eventuali **conci da non sottoporre a verifica**:

Eventuali conci da non sottoporre a verifica = specifica gli eventuali di conci da non sottoporre a verifica, secondo la sintassi: n-m (conci compresi fra n e m inclusi, con n<=m). Ad es.: "1-3 28-29" significa: conci 1,2,3 e 28,29. Nel caso di un solo concio: n=m, e quindi ad es. per il concio n° 1 si specifica 1-1. L'utilizzo di conci esclusi dalle verifiche consente di rilevare comunque le azioni prodotte dall'arco nei conci non sottoposti a verifica, azioni che possono essere utilizzate per verifiche a parte, considerando l'interazione con altre strutture che insistono localmente garantendo l'equilibrio. E' possibile **limitare**

l'esclusione dalle verifiche al solo attrito (ad es. nel caso di rinforzi in intradosso che si oppongono allo slittamento dei conci), ma eseguire la verifica di stabilità e, se richiesta, la verifica di compressione. E' inoltre possibile limitare l'esclusione dalle verifiche al **solo Stato Limite di Esercizio SLE**, ossia alla sola Analisi Elastica.

Per i ponti (in muratura)**: Fattore di difformità γ_C per l'arcata** = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza F_C per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213.

Piedritti, Pile, Spalle

Questo gruppo di dati contiene i parametri che descrivono le strutture d'imposta della Volta. Per la volta generica, i piedritti sono costituiti da muri, nel caso di struttura voltata estesa, o da colonne (ad es. il caso del Singolo Arco); per i ponti, i piedritti sono spalle, nel caso delle campate iniziale e finale o del ponte monocampata, oppure pile, nel caso di campate intermedie di ponti multicampata.
Nel caso dei **ponti** o delle arcate (sistemi multicampata) il **tipo di piedritto** viene specificato in input. La **spalla** può essere **tozza o alta**: a seconda della qualifica, nella verifica sismica viene adottato un idoneo schema di azione sismica proveniente dal terreno a tergo della spalla.

Separatamente per piedritto sinistro e per piedritto destro, vengono specificati i seguenti parametri.
- **Altezza H**;
- **Tipologia della sezione** (Rettangolare, Circolare, Ottagonale). Per la sezione Rettangolare: dimensione lungo l'asse X (**Lx**) superiore (sommità) e inferiore (base), e dimensione lungo l'asse Y (**Ly**). Per la sezione Rettangolare è quindi possibile specificare piedritti a sezione variabile linearmente in altezza; è inoltre possibile specificare se la superficie d'intradosso (interna alla Volta) è verticale: questo parametro ha influenza ovviamente solo nel caso di sezione variabile in altezza. Per la sezione Rettangolare è inoltre possibile specificare se il piedritto è unico oppure viene suddiviso in porzioni corrispondenti agli Archi Ideali che vi si impostano. Se il piedritto è unico (non diviso), tutte le azioni di imposta provenienti dai vari Archi Ideali vengono composte sulla sezione di sommità del piedritto stesso. Per la sezione Circolare, viene richiesto il diametro; per la sezione Ottagonale, il lato. Nel caso di Volta composta da più Archi Ideali, la sezione dei piedritti è obbligatoriamente rettangolare;
- **Distanza dX** fra superficie interna del piedritto e punto di intradosso dell'imposta dell'arco;
- **Dimensioni della fondazione**: altezza e dimensioni lungo X e lungo Y;
- **Dim. netta fra le due arcate**: dimensione netta lungo X della struttura di contorno compresa fra due campate consecutive nel caso di arcate o ponti multicampata (parametro significativo solo per la pila, o piedritto intermedio dell'arcata).

Per i ponti (in muratura)**: Fattore di difformità γ_C per i piedritti** = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza F_C per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213. La distinzione fra piedritto sinistro e destro permette di definire l'appropriato valore di γ_C, e quindi di F_C, per ognuno dei due piedritti.

Contorno

Questo gruppo di dati contiene i parametri che descrivono le strutture di contorno: **Rinfianchi**, **Sottofondo**, **Pavimentazione**.
I rinfianchi (o riempimento) sono definiti dal volume sovrastante l'arco fino al massimo alla quota di estradosso in chiave (o fino ad una quota inferiore rispetto alla linea orizzontale di chiave, quota definita dalla distanza dalla linea di chiave stessa).
Si parla, più propriamente, di 'rinfianchi' quando la struttura di contorno assume valenza strutturale, mentre il 'riempimento' corrisponde a materiale avente semplicemente la funzione di peso sull'arco. E' noto che il peso del rinfianco o riempimento svolge un ruolo generalmente benefico sulla statica dell'arco, stabilizzandone la curva delle pressioni (anche se una massa eccessiva potrebbe non essere favorevole per il comportamento sismico della struttura). Le strutture sovrastanti (sottofondo, pavimentazione) si impostano immediatamente sopra la linea di chiave dell'arco.
In SAV, rinfianchi, sottofondo e pavimentazione svolgono un ruolo di puro carico nei confronti dell'unico elemento strutturale analizzato, cioè l'arco. Nella realtà, tali sovrastrutture esercitano anche un ruolo di vincolo e, in certi casi, di struttura resistente. Per esempio, la verifica sismica condotta sul solo arco in presenza di una solidarizzazione alla muratura di contorno (è il caso di un arco inserito come apertura nella facciata di un edificio) è sicuramente a vantaggio di sicurezza, in quanto nella realtà la funzione strutturale dell'arco verrà 'integrata' dalla collaborazione col resto della struttura. In ogni caso, SAV consente di ignorare le verifiche di stabilità, di compressione e di attrito/taglio su alcuni conci, opzione che può rappresentare ad esempio il vincolamento di un'imposta nell'ambito di una struttura massiccia di contorno.

L'utilizzo di **spinte passive** dovute al riempimento sovrastante l'arco, come azioni in input, può rappresentare la capacità dei rinfianchi di opporsi alla formazione del cinematismo di collasso e quindi contribuire alla stabilità dell'arco. Nell'ambito di questo gruppo vi è in input il **coefficiente k_p per spinta passiva dal riempimento dell'arco.**
Lo spessore di sottofondo e/o pavimentazione può contribuire alla diffusione dei carichi applicati, pensati agenti sulla superficie superiore della struttura (quindi, p.es. sopra la pavimentazione). Un carico generico (di superficie, lineare o concentrato) verrà infatti diffuso a 45° entro tale spessore, qualora la corrispondente opzione sia attivata nella definizione del carico stesso (nell'ambito di definizione delle CCE).

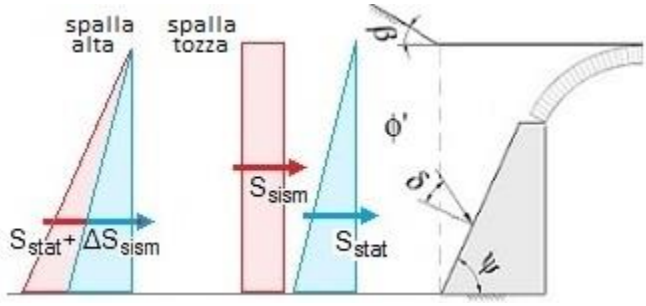
Per i ponti: terreno a tergo della spalla.
I parametri che descrivono il terreno a tergo della spalla sono finalizzati alla definizione delle spinte del terreno che insistono sulle spalle del ponte. Le spinte sono statiche e sismiche, e si distinguono in spinta attiva o a riposo, e spinta passiva.
Nel comportamento statico, la spalla del ponte viene normalmente deformata verso il terreno dall'azione spingente dell'arco: questo determina l'interpretazione del terreno nei confronti del ponte come vincolo che ostacola la rotazione del piedritto verso l'esterno(con formazione di cerniera alla base del piedritto, identificata dalla curva delle pressioni tangente al bordo del piedritto dalla parte del terreno, cioè dalla parte esterna del sistema arco+piedritti). La funzione di vincolamento corrisponde agli effetti di una spinta passiva, che per sua stessa natura è una reazione assimilabile a vincoli diffusi lungo l'altezza.
Nei calcoli di verifica di opere geotecniche o comunque di strutture interagenti con il terreno adiacente, la spinta passiva viene considerata, a favore di sicurezza, solo in percentuale non superiore al 50% (§6.5.3.1.1. NTC18), frequentemente assunta <=30%. Di fatto, la percentuale di spinta passiva che può essere considerata ai fini della verifica di sicurezza corrisponde alla reazione del terreno effettivamente mobilitata per assicurare l'equilibrio della struttura: pertanto, nel campo delle soluzioni equilibrate del sistema arco+piedritti sarà sufficiente, ove possibile, individuare la percentuale di spinta passiva che genera un effetto stabilizzante sulla curva delle pressioni nel piedritto, impedendo la formazione della cerniera alla base del piedritto.

Nel software SAV la percentuale di spinta passiva viene specificata in input: per l'analisi statica, in corrispondenza dei dati di ogni singola CCC (ogni CCC può infatti mobilitare una diversa percentuale di spinta passiva, in relazione all'equilibrio sotto l'azione dei carichi della CCC stessa), e per l'analisi sismica (svolta secondo le combinazioni univoche +X e -X definite dalla [2.5.7] in §2.5.3 di NTC18) nei dati in input del terreno.

Per consentire diverse ipotesi progettuali, in analisi statica SAV permette comunque la modellazione della spinta del terreno come spinta attiva o a riposo, in alternativa alla passiva. In particolare, la spinta a riposo può essere significativa per spalle massicce, che potrebbero essere considerate praticamente indeformabili, ossia rigide.
Si osservi che la spinta passiva considerata in percentuale non dovrebbe scendere sotto il valore della spinta a riposo: il terreno infatti eserciterà comunque un'azione sul piedritto, sia che si tratti di un'azione vera e propria (spinta attiva o a riposo) o sia che si tratti invece di una reazione (spinta passiva): gli effetti del terreno sono in ogni caso stabilizzanti nei confronti dei meccanismi prodotti dalla struttura voltata, e questo ben si comprende osservando il meccanismo che si instaura in un arco su piedritti non confinato, con rotazione dei piedritti verso l'esterno a causa delle spinte alle imposte dell'arco, in confronto con lo stesso sistema confinato però dal terreno adiacente ai piedritti (tipico dei ponti).

Nel comportamento sismico, la spinta passiva viene automaticamente considerata solo a valle (quindi: nel piedritto sottovento, ossia: a destra per sisma +X, a sinistra per sisma -X): essa riguarda quindi il terreno verso cui l'azione sismica spinge; a monte, SAV considera invece la spinta attiva, in quanto gli effetti sismici dinamici mobilitano lo spostamento della struttura nel suo insieme verso valle e quindi attivano l'azione spingente del terreno verso la spalla sopravvento, mentre la spalla sottovento riceve il vincolo dal terreno a valle e quindi la reazione della spinta passiva.

Nel caso di spalla alta, la spinta sismica viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, definendo un coefficiente di spinta attiva, attraverso un'estensione al caso sismico della teoria statica di Coulomb: tale spinta è rappresentata da un andamento triangolare con risultante posta a 1/3 dell'altezza rispetto alla fondazione; nel caso di spalla tozza, la spinta sismica viene rappresentata con la teoria di Wood e corrisponde ad un andamento costante (diagramma rettangolare), con risultante posta a metà altezza, che si somma alla spinta triangolare statica; lo schema seguente riassume le due ipotesi.



I dati del ponte sono i seguenti:
Angolo di attrito interno Φ'
Coefficiente parziale γ_Φ' = normalmente assunto pari a 1.25; viene applicato alla tangente di Φ', come indicato in EC7 UNI EN 1997-1:2005 Appendice A, §A.2. Lo **stato limite di equilibrio (EQU)** è il riferimento per l'analisi limite del sistema voltato del ponte, in accordo con CNR-DT 213, §3.5.1 (vd. nel seguito nella descrizione delle CCC).
Il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno risulta pertanto pari all'angolo: $\Phi'_d = \mathrm{arctg}(\mathrm{tg}\Phi' / \gamma_\Phi')$.
Angolo d'attrito terra-paramento δ = normalmente assunto pari a $(2/3)\Phi'_d$
Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale β
L'angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte ψ è determinato dalle dimensioni della spalla in sommità e alla base definite in input
Peso specifico del terreno
Spinta statica: a riposo = se questo parametro è selezionato, la scelta della spinta attiva nelle CCC corrisponde alla spinta a riposo. Il coefficiente di spinta a riposo Ko, evidenziato da SAV, costituisce un riferimento sotto al quale l'azione del terreno nei confronti del piedritto non dovrebbe scendere (anche qualora si consideri come ipotesi progettuale una percentuale di spinta passiva). In analisi sismica non viene mai considerata la spinta a riposo, ma a monte del verso dell'azione (+X o -X) la spinta è sempre attiva e calcolata secondo la teoria sismica competente (Mononobe-Okabe o Wood)
Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica (in analisi statica tale percentuale viene definita in ogni singola CCC)
Inizio spinta dal sottofondo = come ipotesi progettuali alternative, è possibile considerare la spinta del terreno a partire dalla quota della superficie orizzontale di estradosso del sottofondo sopra il riempimento (vd. strutture di contorno dell'arco). Se questo parametro non viene selezionato, la spinta inizia a partire dalla superficie orizzontale di estradosso del riempimento.
In SAV non viene in alcun caso considerato, ai fini della quota di sommità di inizio spinta, lo spessore della pavimentazione.

Materiale Volta, Piedritti

I gruppi di dati Materiale (1) e (2) contengono i parametri che descrivono il materiale (1) della Volta, e (2) dei Piedritti.

Muratura

- Resistenza media a compressione f,m = può essere nota da prove sperimentali, oppure ricavata da formulazioni proposte in Normativa. La Normativa Italiana ha aggiornato i dati riguardanti la muratura esistente nella tabella C8.5.I della Circ.7 del 21.1.2019; tuttavia si deve tener presente che tali parametri fanno riferimento a 'pareti murarie portanti' e quindi per le murature degli archi la situazione può essere anche molto diversa. Si pensi ad esempio agli archi con giunti a secco, dove la resistenza a compressione diventa quella tipica della pietra, con valori certamente più elevati rispetto a quelli proposti dalla Norma citata.
Una metodologia idonea per il calcolo delle proprietà meccaniche delle murature è fornita dall'Indice di Qualità Muraria: il riferimento normativo agli indicatori di qualità muraria è fornito dalla Circ. 2019 in §C8.5.3.1.
Per ottenere la resistenza a compressione di progetto f,md si divide f,m per γ_M (definito nei Parametri di Calcolo e distinto fra Analisi Statica e Analisi Sismica) e per il **fattore di confidenza F_C**, oltre a **γ_D (coefficiente di degrado)** nel caso dei ponti (si osservi che il coefficiente di degrado dei ponti può essere assunto come utile riferimento anche per stati di degrado di volte generiche). Il coefficiente di degrado assume secondo le CNR-DT 213 valori compresi fra 1.00 e 1.20 ed è definito in §6.5.4. Se il ponte è in buone condizioni d'uso non si considerano azioni di degrado (§3.6.4 delle CNR-DT 213) e quindi si può porre γ_D=1.00.

- Moduli elastici E,G = moduli di elasticità, utilizzati in analisi elastica non lineare (SLE). I valori di calcolo dei moduli elastici possono essere affetti dal fattore di confidenza e da un'eventuale riduzione per schematizzare rigidezze fessurate, secondo le opzioni specificate nei Parametri di Calcolo.

- Fattore di Confidenza F_C. Se si adotta l'ipotesi di Resistenza a Compressione infinita, ossia: non si esegue la Verifica a Compressione (scelta effettuata nei Parametri di Calcolo) il valore di F_C deve essere quello corrispondente a LC1: 1.35 [§C8.7.1.2.1.3]. Se invece si esegue la verifica a compressione, il che equivale a considerare una resistenza a compressione finita, si potrà utilizzare il valore di F_C corrispondente all'effettivo livello di conoscenza con cui si è valutata la resistenza a compressione. Oltre che sulle resistenze di progetto, il valore di F_C influisce in analisi sismica sulla cinematica del meccanismo di collasso: a valori di F_C minori corrispondono accelerazioni spettrali di attivazione del meccanismo di collasso più elevate.
Per i ponti, il fattore di confidenza viene inoltre influenzato dal coefficiente di difformità γ_C.

- Peso Specifico

- Coefficiente d'attrito a livello dei giunti: f = il coefficiente d'attrito f è definito come la tangente dell'angolo d'attrito interno φ fra due blocchi (conci) consecutivi, ed è utilizzato per le verifiche a scorrimento. Nel caso di presenza di malta, il valore di progetto normalmente utilizzato è 0.40; nel caso di muratura a secco occorre inserire l'angolo d'attrito fra blocchi di pietra.
Per ottenere il valore di progetto f,d del coefficiente d'attrito è possibile, a seconda della scelta effettuata nei Parametri di Calcolo (scheda Verifiche), applicare o meno il coefficiente di sicurezza γ ottenuto moltiplicando γ_M (definito nei Parametri di Calcolo e differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica) per F_C.
La riduzione dovuta al coefficiente di sicurezza può essere evitata qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già il valore di progetto (f,d=f): in tal caso, il valore di progetto del coefficiente d'attrito f,d è identico in analisi statica e in analisi sismica. Per i ponti, un valore di riferimento per il coefficiente d'attrito in assenza di sperimentazione specifica è fornito nella CNR-DT 213 in §8.3.2 al punto b)ii) e in §8.6.2, ed è pari a 0.50.

Calcestruzzo

- Resistenza media a compressione f,m (o fcm) = può essere nota da prove sperimentali, oppure ricavata da formulazioni proposte in Normativa. Ad esempio, considerando la resistenza caratteristica f_{ck} (o f_k) del calcestruzzo ottenuta attraverso una valutazione sperimentale (§6.3.4 LG 2022), la resistenza media f_m è pari a f_{ck}+8 (N/mm^2) (§11.2.10.1 NTC).
La resistenza a compressione di progetto fd viene espressa dalla relazione: $f_d=\min(f_m/F_C/\gamma_M;\ f_k/F_C)$ (§6.3.4 LG 2022) dove il fattore parziale di sicurezza del materiale γ_M (definito anche come γ_C) assume il valore specificato nei Parametri di Calcolo, normalmente pari a 1.50. Nel caso di verifiche di transitabilità e operatività di ponti, il valore di riferimento è γ_C=1.26 (§6.3.4.1 LG 2022).

- Moduli elastici E,G = moduli di elasticità, utilizzati in analisi elastica non lineare (SLE). I valori di calcolo dei moduli elastici possono essere affetti dal fattore di confidenza e da un'eventuale riduzione per schematizzare rigidezze fessurate, secondo le opzioni specificate nei Parametri di Calcolo. Per il calcestruzzo, il modulo elastico E è determinabile attraverso l'espressione: $E=22000*(fcm/10)^{0.3}$ (N/mm^2) (§11.2.10.3 NTC), ed il modulo di elasticità tangenziale G può essere calcolato utilizzando il valore 0.2 per il modulo di Poisson (o 0 per il caso di calcestruzzo fessurato): risulta quindi G=E/2.4 per calcestruzzo non fessurato, G=E/2 per calcestruzzo fessurato (vd. §11.2.10.4).

- Fattore di Confidenza F_C. Come per i sistemi in muratura, se si adotta l'ipotesi di Resistenza a Compressione infinita, ossia: non si esegue la Verifica a Compressione (scelta effettuata nei Parametri di Calcolo) il valore di F_C deve essere quello corrispondente a LC1: 1.35 [§C8.7.1.2.1.3]. Se invece si esegue la verifica a compressione, il che equivale a considerare una resistenza a compressione finita, si potrà utilizzare il valore di F_C corrispondente all'effettivo livello di conoscenza con cui si è valutata la resistenza a compressione. Oltre che sulle resistenze di progetto, il valore di F_C influisce in analisi sismica sulla cinematica del meccanismo di collasso: a valori di F_C minori corrispondono accelerazioni spettrali di attivazione del meccanismo di collasso più elevate.

- Peso Specifico

Rinforzi

Il gruppo di dati Rinforzi consente la descrizione delle eventuali strutture di rinforzo previste per l'arco consolidato.
Per ogni Arco Ideale costituente la Volta, è possibile definire una **catena** nel gruppo dati 'Volta'. Le catene negli archi possono essere inserite contemporaneamente ad altri rinforzi.
Nella scheda Rinforzi è possibile specificare alternativamente due tipologie:
- **cappa in calcestruzzo**, in estradosso o intradosso;
- **compositi fibrorinforzati** a matrice polimerica (FRP) o inorganica - cementizia (FRCM), posti in estradosso oppure in intradosso.

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, nel procedimento di calcolo sarà possibile accettare trazioni nel lato rinforzato, corrispondenti ad una zona reagente ridotta rispetto alla sezione trasversale geometrica; le verifiche di sicurezza potranno peraltro accertare l'esistenza di campi di tensione equilibrati di pura compressione (CNR-DT 213/2015, §8.4.1). Le trazioni, laddove insorgano sul lato rinforzato, saranno utilizzate per il progetto o la verifica della struttura di rinforzo, secondo l'opzione scelta per il tipo di calcolo.
La verifica delle sezioni parzializzate viene eseguita studiando l'equilibrio a traslazione e rotazione fra la risultante delle compressioni e lo sforzo di trazione fornito dall'armatura della cappa o dalla fibra del composito.
In SLU la zona compressa viene schematizzata attraverso il modello rettangolare (stress-block).
In SLE il comportamento del materiale compresso (muratura o calcestruzzo) viene considerato indefinitamente elastico (§8.4.2 CNR-DT 213/2015): pertanto, il diagramma delle tensioni di compressione è di tipo triangolare, dal valore nullo in corrispondenza dell'asse neutro al valore massimo in corrispondenza dell'estremo lembo compresso.
In tutte le verifiche vale il principio di conservazione delle sezioni piane, con diagramma delle deformazioni lineare, dal valore massimo di dilatazione al lembo teso al valore massimo di accorciamento al lembo compresso.
Nel caso di rinforzo con **cappa in calcestruzzo**, lo sforzo di trazione viene confrontato con la capacità di resistenza della rete e.s., con riferimento al numero di barre incontrate lungo la profondità dell'arco e alla tensione di snervamento dell'acciaio B450C (391 N/mm^2; infatti: f_{yk}=450 N/mm^2 (§11.3.2.1 D.M.17.1.2018), $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S$=450/1.15=391 N/mm^2: §3.2.7 EC2 e §2.4.2.2(1) EC2 per γ_S; §4.1.2.1.1.3 D.M.17.1.2018).
La cappa in calcestruzzo può non essere armata (assenza di rete): in tal caso, l'incremento di sicurezza della struttura è legato all'aumento del carico, i cui effetti possono essere favorevoli staticamente ma di dubbia efficacia se non sfavorevoli dal punto di vista sismico (aumento della massa). Le verifiche competenti al rinforzo riguardano solo la tensione di compressione nel calcestruzzo.
Nel caso di rinforzo con **compositi FRP o FRCM**, lo sforzo di trazione viene confrontato con la resistenza a trazione di progetto, distinta nei casi di estradosso ed intradosso, per tenere conto degli effetti dovuti alla curvatura che possono tradursi in una riduzione di resistenza in intradosso. Riferimenti normativi per la riduzione di resistenza in caso di superfici curve e rinforzi in intradosso sono i seguenti: per FRCM: §13 CNR-DT 215/2018; per FRP: §5.3.4 CNR-DT 200 R1/2013 e §4.3. LG 2009.
Con opzione di **calcolo di progetto**, i rinforzi (passo delle barre nella cappa armata o superfici di applicazione dei compositi) vengono dimensionati come strettamente necessari in base alle resistenze. La larghezza del rinforzo in composito non può ovviamente eccedere la profondità dell'arcata. Nel caso di **calcolo di verifica**: per la cappa armata la verifica viene condotta considerando il passo di rete specificato; per i compositi, la verifica si esegue considerando la larghezza di applicazione del rinforzo specificata.
I **dati in input sui compositi in FRP o FRCM** richiedono:
• modulo di elasticità nella direzione delle fibre E_f (MPa=N/mm^2)
• n° di strati del rinforzo
• spessore del singolo strato t_f (mm)
• larghezza o profondità p_f (cm):
nel calcolo la larghezza è considerata sempre >=5 cm e <= della profondità del singolo Arco o, per Volta con più archi, di ogni arco ideale
• resistenze di progetto per SLU (N/mm^2) in estradosso e in intradosso:
la distinzione fra estradosso e intradosso dipende dalla possibilità di tener conto degli effetti in intradosso dovuti alla curvatura della superficie.
Per quanto riguarda il valore da inserire per la **resistenza di progetto per SLU**, si fa riferimento alle seguenti indicazioni normative: FRCM: CNR-DT 215/2018, FRP: CNR-DT 200/R1 2013.

FRCM

3.2 VALORI DI PROGETTO

Il valore di calcolo, X_d, della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un sistema di rinforzo FRCM è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}. \qquad (3.1)$$

dove η è un opportuno fattore di conversione che tiene conto di problemi speciali, X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione e γ_m è il fattore parziale corrispondente.
Quest'ultimo è pari a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi (SLU); a 1.0 per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi vanno tenuti in conto gli effetti dei fattori ambientali attribuendo al fattore di conversione η, in mancanza di dati più specifici, i valori η_a esposti nella Tabella 3.1, qualunque sia la natura della rete.

Condizione di esposizione	η_a
Interna	0.90
Esterna	0.80
Ambiente aggressivo	0.70

Ponti

Tabella 3.1 – Fattori di conversione ambientale.

Per quanto attiene alle verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, previste per gli interventi su strutture di c.a., si deve tener conto del fenomeno della fatica statica come prescritto al § 5.1.2.

5.1.2 Verifica allo SLE

Sotto i carichi di esercizio la tensione massima nell'acciaio delle armature tese non può eccedere l'80% della corrispondente tensione di progetto.

Pertanto: in SLU si devono considerare i seguenti coefficienti:
• ç (fattore ambientale: 0.8 per esposizione esterna)
• $\tilde{a}_M$ = 1.5
In SLE:
• 80% della resistenza del composito (§5.1.2)
• $\tilde{a}_M$ = 1.0
In definitiva, posto che la resistenza in input in SAV è il valore per SLU, la resistenza per SLE viene valutata da SAV moltiplicando per 1.5 la resistenza SLU.

FRP

3.3.3 Proprietà dei materiali e relativi valori di calcolo

(5) Il valore di calcolo, X_d, della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un materiale FRP è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}, \qquad (3.2)$$

dove η, fattore di conversione, tiene conto di problemi speciali di progetto (§ 3.5), X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione, γ_m è infine il coefficiente parziale del materiale FRP (§ 3.4).
Nei casi in cui debba essere considerata sia l'influenza dei fattori ambientali che quella dei carichi di lunga durata (Stati Limite di Esercizio), il fattore di conversione η si ottiene come prodotto del fattore di conversione ambientale (§ 3.5.1), η_a, per il fattore di conversione relativo agli effetti di lunga durata (§3.5.2), η_l.
Nei casi in cui debba essere considerata considerata l'influenza dei soli fattori ambientali (Stati Limite Ultimi), il fattore di conversione η coincide con η_a (§ 3.5.1).

3.4 COEFFICIENTI PARZIALI

3.4.1 Coefficienti parziali γ_m per i materiali FRP

(1) Nei riguardi degli Stati Limite Ultimi al coefficiente parziale $\gamma_m = \gamma_f$ dei materiali FRP può essere attribuito il valore 1.10. Per il solo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto sono invece suggeriti valori di $\gamma_m = \gamma_{f,d}$ variabili, a giudizio del progettista, da 1.20 a 1.50 in funzione della maggiore o minore possibilità di prevedere, per la specifica applicazione, l'effettivo comportamento del composito nei riguardi del distacco dal supporto. A tal riguardo possono contribuire i risultati di indagini sperimentali condotte dal Produttore e/o dal Fornitore, ovvero appositamente e preventivamente eseguite nell'ambito della specifica applicazione.

(2) Nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio, al coefficiente parziale $\gamma_m = \gamma_f$ dei materiali FRP può essere attribuito il valore unitario.

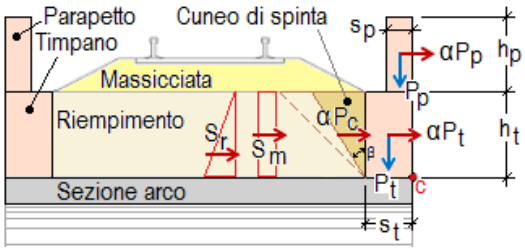
Per il fattore di conversione ambientale non si rileva una specifica indicazione per SLU; inoltre, per SLE sono previsti gli effetti di lunga durata. Per quanto riguarda i coefficienti parziali, la distinzione fra SLU e SLE è identica a FRCM: $\tilde{a}_M$ = 1.5 in SLU e 1.0 in SLE.
In definitiva, anche per FRP (come FRCM), posto che la resistenza in input in SAV è il valore per SLU, la resistenza per SLE viene valutata da SAV moltiplicando per 1.5 la resistenza SLU.
Nel caso si dovesse considerare in SLE un fattore di conversione per effetti di lunga durata che modifica i rapporti fra le resistenze SLU e SLE, si considera di specificare un valore a favore di sicurezza che tenga conto del rapporto 1.5, fra resistenza SLE e resistenza SLU, applicato in SAV.

Cedimenti

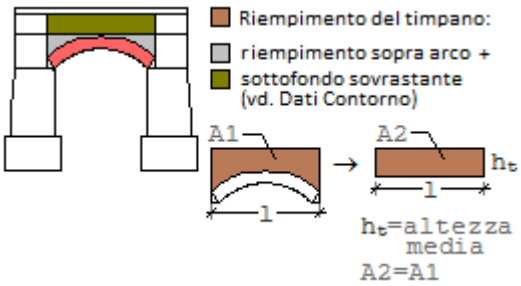
Il gruppo di dati Cedimenti consente la definizione di cedimenti alle imposte e in alternativa di eventuali sconnessioni applicate all'arco come dati in input.
I cedimenti possono essere di tipo traslazionale, orizzontali e/o verticali, e/o di tipo rotazionale, in entrambi i versi.
Il valore positivo indica un cedimento verso l'esterno per la componente orizzontale e per quella rotazionale, verso il basso per la verticale. E' possibile applicare cedimenti soltanto nel caso di volta costituita da un singolo arco, dove non sia specificata una catena attiva, non siano previsti interventi di rinforzo e sia stata definita una sola combinazione di condizioni carico statica.
L'analisi dei cedimenti, preventiva all'elaborazione di calcolo della struttura e condotta per la combinazione di carico statica, esamina la formazione delle tre cerniere che, a seguito del cedimento in input, rendono isostatico l'arco.
Sulla configurazione isostatica dell'arco viene poi eseguita l'elaborazione di calcolo statica e sismica, condotta sull'assetto geometrico originario; questa impostazione richiede che i cedimenti in input siano di entità contenuta rispetto alle dimensioni geometriche. Per cedimenti statici di dimensioni maggiori la corretta analisi dell'arco richiede che lo stato di equilibrio sia studiato nella configurazione deformata: sono disponibili i risultati statici in termini di curva delle pressioni e spinte sulle imposte; è inoltre possibile eseguire l'analisi del cedimento limite, assegnando un moltiplicatore a uno o più cedimenti: tale analisi consiste nell'incremento progressivo del moltiplicatore fino a determinare una configurazione non più equilibrata dovuta alla fuoriuscita della curva delle pressioni in un'ulteriore interfaccia, oltre le tre caratterizzate dalle cerniere che si sono generate all'inizio del processo deformativo.
Oltre all'analisi dei cedimenti, SAV consente in input la definizione della perdita di una o più iperstaticità nell'arco assegnando da 1 a 3 cerniere in altrettante interfacce, ognuna indipendentemente in estradosso o in intradosso; su tale configurazione vengono eseguite le analisi statica e sismica.

Timpano

Il gruppo di dati Timpano si riferisce ai ponti in muratura e consente la definizione dei dati in input riguardanti questo componente della struttura del ponte (indicato nell'immagine seguente), particolarmente significativo per le analisi di vulnerabilità e per il comportamento sismico del ponte in direzione trasversale.



Seguendo le indicazioni reperibili nelle Norme RFI, il timpano viene trasformato in un paramento murario equivalente (fig. seg.) calcolandone l'altezza media come rapporto fra l'area di timpano coinvolta dal meccanismo di collasso e la luce totale dell'arco.



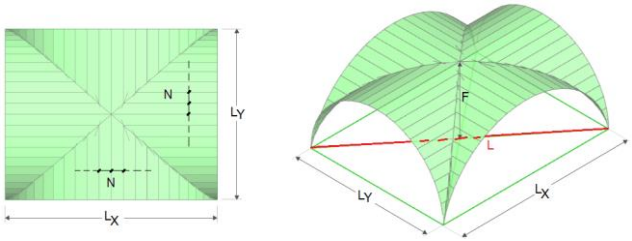
I parametri in input sono i seguenti:
- geometria: spessore e altezza del timpano; spessore della massicciata gravante sul cuneo di spinta; spessore e altezza dell'eventuale parapetto murario sovrastante il timpano;
- materiali: pesi specifici della muratura, del riempimento e della massicciata (ballast, nel caso dei ponti ferroviari);
- altri parametri: angolo d'attrito interno con corrispondente coefficiente parziale; fattore di comportamento q; fattore di confidenza F_C.

Il fattore di comportamento q può essere assunto pari a 1.0 se si considera il timpano come elemento murario a mensola, oppure 2.0 se gli si attribuisce la qualità di paramento murario esterno (riferimento normativo: tab. C7.2.I in §C7.2.3 della Circ.2019); in alternativa si può scegliere un valore intermedio, ad es. pari a 1.5: la scelta del fattore q determina la capacità sismica, definita in termini di accelerazione dalla relazione: $\alpha_0 \cdot q/F_C$, dove α_0 è il moltiplicatore di collasso

ottenuto dall'analisi cinematica del timpano.
Il fattore di confidenza può assumere valore distinto per il timpano rispetto alle altre strutture del ponte, a seconda ovviamente del livello di conoscenza di questo specifico componente strutturale.

Crociera

I dati in input per la volta a crociera sono finalizzati alla definizione automatica dell'arco diagonale, di geometria ellittica, per il quale vengono automaticamente calcolate le azioni verticale e orizzontale che ogni lunetta applica sui conci dell'arco stesso. L'arco diagonale deve essere un arco singolo e con sistema voltato non soggetto a traffico. La volta a crociera è caratterizzata dai seguenti parametri: dimensioni in pianta Lx e Ly, Freccia (altezza in chiave in intradosso rispetto all'imposta), N° di suddivisione dell'unghia per la generazione delle lunette, Spessore della muratura, Profondità dell'arco diagonale (Spessore e Profondità definiscono la sezione trasversale dell'arco diagonale), eventuale presenza di Costolone (base b x altezza h, con proprio peso specifico), Carico variabile agente sull'orizzontamento soprastante la volta.



Volta a crociera
L_X, L_Y = dimensioni in pianta; **F =** freccia: altezza dall'imposta della volta all'intradosso in chiave; **N** = numero di suddivisioni delle unghie, per generare le lunette che applicano carico verticale e spinta sull'arco diagonale; **L** = corda dell'arco diagonale (ellittico).

Dati CARICHI

I dati sui Carichi vengono suddivisi in: Condizioni di Carico Elementari (CCE), e Combinazioni di Condizioni di Carico elementari (CCC). Nelle CCE vengono definiti i vari carichi in input.

CCE (Condizioni di Carico Elementari)

I carichi agenti sulla struttura voltata sono articolati in: **carichi di superficie** (verticali), **lineari** (verticali e orizzontali) e **concentrati** (verticali e orizzontali); possono inoltre essere definite **forze aggiuntive sui piedritti**. I carichi verticali insistono sull'estradosso della struttura voltata, e più esattamente alla quota Z dell'estradosso della pavimentazione, eccetto i carichi concentrati verticali assegnati direttamente a conci: questi carichi vengono applicati nel baricentro dei conci stessi. Per ognuno dei carichi verticali è possibile specificare se eseguire la diffusione a 45° nello spessore sovrastante la linea di chiave (spessore determinato da sottofondo e/o pavimentazione). In tal caso, se tale spessore è >0, il carico da diffondere, di qualunque tipo sia, genera un'area di carico (diventando di fatto un carico di superficie), poiché la diffusione a 45° opera in tutte le direzioni.
Per ognuno dei carichi è possibile inoltre specificare se è affetto da moltiplicatore verticale e le analisi nelle quali deve essere considerato (statica, sismica +X, sismica -X).

<u>Carichi di superficie</u>: DimX, DimY, X, Y, q.Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Commento

DimX, DimY = dimensioni dell'area rettangolare di carico;
X,Y = coordinate in pianta del vertice inferiore sinistro dell'area di carico (t.c. il baricentro di carico è posto a: (X+DimX/2),(Y+DimY/2));
q.Z (kN/m^2) = carico verticale di superficie;
Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;
Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);
Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;
Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, il carico è considerato corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

<u>Carichi lineari</u>: Lungo X, Dim, X, Y, q.X, q.Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Pied.Sx, Pied.Dx, Commento

Lungo X = orientamento del carico, secondo X se affermativo, secondo Y altrimenti;
Dim = lunghezza della linea di carico;
X,Y = coordinate in pianta del vertice sinistro del carico (t.c. il baricentro è posto a: (X+Dim/2),Y per carichi secondo X; X,(Y+DimY/2) per carichi secondo Y);
q.X, q.Z (kN/m) = componenti orizzontale e verticale del carico lineare uniformemente distribuito. La componente orizzontale q.X è positiva verso destra; la componente verticale q.Z è positiva verso il basso;
Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;
Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);
Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;
Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale;
Pied.Sx,Pied.Dx = per i ponti, indica se il carico lineare viene esteso anche alla massa sovrastante i piedritti sinistro e destro. Questi parametri consentono l'estensione del carico stradale o ferroviario sulla zona a monte o a valle dell'arco.

<u>Carichi concentrati</u>: X, Y, P.X, P.Z, da kp, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Commento

Su concio, n°concio = per carico applicato direttamente su un concio dell'arco;
X,Y = coordinate in pianta del punto di applicazione del carico;
P.X, P.Z (kN) = componenti orizzontale e verticale del carico concentrato. La componente orizzontale P.X è positiva verso destra; la componente verticale P.Z è positiva verso il basso;
da kp = identifica un carico generato dalla spinta passiva dovuta al riempimento;
Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;
Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);
Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;
Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

<u>Forze aggiuntive sui piedritti</u>: azioni concentrate (verticali e/o orizzontali) derivanti ad esempio da strutture sovrastanti o da spinte di strutture a volta adiacenti a quella esaminata; il punto di applicazione è posto ad una quota misurata rispetto alla sommità del piedritto e positiva verso il basso (quindi Quota=0 per le azioni sulla sezione di sommità), ossia controversa all'asse di riferimento globale Z
Pied.sx, F.X, F.Z, E.X, E.Y, Quota, F.Y, M.X, Stat., Sism.+X, Sism.-X, Commento

Pied.sx = sinistro se affermativo, destro altrimenti;
F.X, F.Z (kN) sono le due componenti (+/-) del carico aggiuntivo sul piedritto:
F.X = componente orizzontale (secondo X), nel piano della struttura voltata, positiva se agente verso l'interno della struttura voltata;
F.Z = componente verticale (secondo Z), positiva se agente verso il basso;

E.X, E.Y = eccentricità (+/-) del punto di applicazione del carico aggiuntivo. E.X è la distanza dall'intradosso dell'arco, positiva verso l'interno della struttura voltata; E.Y è la distanza dall'asse X (in pianta, l'asse X è posto nel piano d'imposta del fronte anteriore della struttura voltata, ossia, in altri termini, in basso, nella pianta, all'inizio della struttura);
Quota = quota (+/-) del punto di applicazione del carico rispetto alla sommità del piedritto, positiva verso il basso (controversa all'asse Z);
F.Y (kN)**, M.X** (kNm) sono forza e momento applicati in direzione trasversale (lungo Y, ortogonalmente al piano XZ dell'arco);
Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;
Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. Questo carico viene direttamente applicato in analisi sismica, senza moltiplicatori orizzontali.

La **tabella delle CCE** è così composta:

N°, Commento, Psi,0 (per SLE), Psi,2 (quasi perm.), P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pavim., Masse, Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Forze aggiuntive sui piedritti
dove:
Psi,0 (SLE, SLU) = coefficiente di combinazione utilizzato per la Combinazione Caratteristica (§2.5.2, §2.5.3 NTC) da impiegarsi per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (§3.9 CNR-DT 213/2015). Verrà posto pari a 0 per le CCE che non si vuole influiscano sull'analisi elastica SLE; altrimenti, assumerà i valori ψ_0=1, per carichi permanenti, ψ_0=1 per l'azione variabile di base e ψ_0<1 per le altre azioni variabili.
Il coefficiente ψ_0 viene inoltre applicato ai carichi variabili $Q_{k2},\ldots,Q_{kn}$ (azioni non di base) nella Combinazione Fondamentale per SLU. Le azioni variabili contenute in una CCE possono essere considerate di base o meno a seconda del ruolo della CCE nella singola CCC.
Psi,2 (SLV) = coefficiente di combinazione utilizzato per la Combinazione Sismica (§2.5.2, §2.5.3 NTC). Verrà posto pari a 0 per le CCE che non si vuole influiscano sull'analisi sismica; altrimenti, assumerà i valori ψ_2=1, per carichi permanenti, e ψ_2<1 per carichi variabili. Per condurre una corretta analisi sismica, le CCE dovranno quindi essere suddivise almeno in tante condizioni di carico quanti sono i gruppi di carico corrispondenti a valori di ψ_2 distinti (in genere: una CCE per i carichi permanenti, una per ogni tipo di carico variabile indipendente).
P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pav. = opzioni che definiscono l'influenza dei pesi propri nella CCE. Per la determinazione dei moltiplicatori di collasso, ai pesi propri non viene mai associato il moltiplicatore dei carichi verticali (che per suo stesso significato fisico sarà applicato a carichi di natura variabile, non a permanenti), mentre viene invece sempre associato il moltiplicatore dei carichi orizzontali (trattandosi di masse permanenti).
Masse = indica se ai carichi gravitazionali presenti nella CCE sono associate masse in analisi modale
Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Forze aggiuntive sui piedritti = carichi specificati in input in dettaglio, secondo le indicazioni di cui sopra.

CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari)

L'**Analisi Statica** viene eseguita per tutte le CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari) specificate. E' possibile analizzare anche più tipi di combinazioni (p.es. con mezzi rinfianchi, o con alcuni carichi piuttosto che altri).
Per ogni CCC si può calcolare, se richiesto nei Parametri di Calcolo, il moltiplicatore di carico verticale facendo crescere tutti i carichi affetti da Molt. vert. contenuti nelle CCE che costituiscono la CCC.
In accordo con la Normativa vigente (§2.5.3), i coefficienti di combinazione delle CCC coincidono generalmente con i **coefficienti parziali per le azioni γ_G e γ_Q**. Ciò presuppone che le CCE siano state distinte per i diversi contributi di carico: permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili.
Con riferimento ai ponti murari esistenti, e con considerazioni estendibili più in generale alle strutture massicce voltate in muratura o calcestruzzo, in §3.5.1 le CNR-DT 213/2015 specificano gli SLU da considerare:
- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU, che include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato (studiato con l'analisi limite);
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
Lo stato limite **EQU** viene studiato attraverso il Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario; la norma indica chiaramente che la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR (ciò implica che oltre alle verifiche di stabilità, anche le verifiche di resistenza (compressione e attrito) sono incluse nello studio condotto con l'analisi limite).
Con riferimento agli stati limite ultimi di tipo EQU, possono essere utilizzati i seguenti coefficienti (§2.6.1 NTC):
- per i carichi permanenti strutturali G_1: γ_G=0.9 se favorevoli, γ_G=1.1 se sfavorevoli; in generale, nei confronti delle strutture voltate i carichi permanenti strutturali, distribuiti su tutta la luce, svolgono ruolo favorevole;
- per i carichi permanenti non strutturali G_2: γ_G=0.8 se favorevoli, γ_G=1.5 se sfavorevoli; in generale, nei confronti delle strutture voltate i carichi permanenti non strutturali, se distribuiti su tutta la luce, svolgono, analogamente ai permanenti strutturali, ruolo favorevole;
- per i carichi variabili: γ_Q=0.0 se favorevoli (come avviene in genere nel caso di carichi distribuiti sull'intera luce dell'arco); γ_Q=1.5 se sfavorevoli (ad esempio nel caso di distribuzioni uniformi parzialmente agenti sulla luce dell'arco oppure nel caso di carichi concentrati). Una possibile scelta riguarda la definizione di due CCC distinte, una con γ_Q=0.0 e l'altra con γ_Q=1.5.
Nel caso dei ponti esistenti in muratura si fa riferimento ai seguenti contenuti normativi:
- NTC18: §5, Circ. 2019: §C5.
Si rileva in particolare:
- i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU γ_G e γ_Q per i ponti stradali (Tab. 5.1.V) e per i ponti ferroviari (Tab. 5.2.V). Con riferimento allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), nel quale viene inquadrata l'analisi limite condotta da SAV, valori significativi dei coefficienti sono i seguenti: per i carichi permanenti: 0.9 se favorevoli (ad es. pesi propri, che sono distribuiti su tutto l'arco e tendono a stabilizzarlo) e 1.1 se sfavorevoli (ai fini della verifica di resistenza, un maggior carico verticale può impegnare maggiormente la resistenza della sezione trasversale); per le azioni variabili da traffico stradale: 1.35 se sfavorevoli (ad es.: carichi concentrati eccentrici, o carichi distribuiti nel caso di verifiche di resistenza) e 0.00 se favorevoli (ad es.: carichi distribuiti ai fini delle verifiche di stabilità); per le azioni variabili nei ponti ferroviari: 1.45 se sfavorevoli e 0.00 se favorevoli. Per i ponti, si osservi che in §3.9.2 della CNR-DT 213 si evidenzia che per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come sistema articolato (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riporti nella colonna EQU delle tab. citate 5.1.V (ponti stradali) e 5.2.V (ponti ferroviari);
- per le azioni sismiche dei ponti stradali (§5.1.3.12): normalmente si assume ψ_2=0, eccetto il caso delle zone urbane di intenso traffico per le quali ψ_2=0.2. Per il carico variabile dei ponti ferroviari si assume ψ_2=0.2 (§5.2.2.8).
Si osservi che in generale le CCE con ψ_2=0 non hanno influenza sull'analisi sismica.

Pied.sp.att., Pied.sp.pass., Perc.sp.pass. (per piedritto Sx e per piedritto Dx) = opzioni che definiscono la spinta agente sul piedritto dovuta al terreno, e che può essere attiva o passiva. La percentuale di spinta passiva ne definisce l'entità.
Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione relativi alla spinta statica del terreno, si considera che la spinta attiva o a riposo, o la spinta passiva, esercitano un'azione che ai fini del comportamento del sistema arco+piedritti può essere considerata favorevole nei confronti della stabilità. Tuttavia, la spinta passiva viene già applicata solo in parte (percentuale inferiore al 50% e normalmente posta <=30%), ed il coefficiente parziale 0.9 che secondo lo schema EQU corrisponde ai carichi permanenti (cui la spinta del terreno può essere assimilata) favorevoli, viene applicato automaticamente da SAV alla sola spinta attiva o a riposo.

Per ogni CCC è possibile inoltre specificare le seguenti opzioni:
Ponti in cls: Adeguamento = per i ponti in calcestruzzo, questa opzione determina il coefficiente parziale sul materiale da utilizzare, i cui valori, come specificato nei Parametri di Calcolo, sono distinti fra verifiche di adeguamento e verifiche di operatività e transitabilità. In altre parole, attraverso questa opzione si attribuisce alla CCC la natura di adeguamento o di livello di sicurezza relativo a operatività e transitabilità.
SLE = l'opzione indica se la CCC deve essere processata in analisi elastica per le verifiche allo SLE. In SAV pertanto non è richiesta la definizione di CCC

distinte fra combinazioni fondamentali (EQU) e caratteristiche (SLE). Le CCC si formano nel modo ritenuto più idoneo dal Progettista attraverso la combinazione di CCE, ed ognuna può essere processata sia in analisi limite (SLU) sia in analisi elastica (SLE).
Per SLU, la CCC vista come combinazione fondamentale utilizza i coefficienti moltiplicativi corrispondenti ai coefficienti parziali per le azioni γ_G e γ_Q e i coefficienti di combinazione ψ_0 ([2.5.1] in §2.5.3 NTC).
Per SLE, la CCC vista come combinazione caratteristica ignora per ogni CCE i coefficienti parziali per le azioni (γ_G o γ_Q, a seconda della natura delle azioni della CCE, e considerandoli pari a 1, eccetto il caso di coefficiente nullo, che corrisponde a una CCE da non considerare) e utilizza i coefficienti di combinazione ψ_0 ([2.5.2] in §2.5.3 NTC).

AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

L'**Analisi Sismica** viene eseguita per la sola Combinazione Sismica, considerando le seguenti azioni:
(a) carichi verticali corrispondenti a tutte le CCE affetti dai valori ψ_2 corrispondenti, e che siano stati definiti attivi in analisi sismica (+X e/o -X);
(b) carichi orizzontali attivi in analisi sismica (questi carichi rimangono invariati rispetto al moltiplicatore orizzontale).
In pratica, con i carichi di cui al punto (a) si calcolano tutte le azioni verticali nei conci; ognuna di queste azioni viene poi moltiplicata per il moltiplicatore orizzontale in input, per ottenere la corrispondente azione sismica (agente in direzione orizzontale X). Alle forze orizzontali di origine inerziale si sommano i contributi delle forze (b).
L'analisi sismica consiste nella determinazione del moltiplicatore di collasso: il moltiplicatore viene fatto crescere progressivamente sino a raggiungere la configurazione di collasso.
Il moltiplicatore di collasso della struttura voltata, sia per carichi verticali, sia per carichi orizzontali, viene sempre determinato con riferimento alla Volta, come minimo valore fra tutti i moltiplicatori determinati per gli archi ideali costituenti la Volta, distintamente fra le analisi possibili (Statica e Sismica +X e -X).
E' inoltre possibile eseguire un'analisi con sole forze orizzontali corrispondenti ad un valore prefissato del moltiplicatore orizzontale, se la corrispondente opzione è stata selezionata nei Parametri di Calcolo.

Oltre alla componente sismica orizzontale lungo X, SAV consente **l'analisi sismica considerando anche la componente verticale**, i cui effetti possono essere considerati pari al 100% oppure al 30%. Considerando che la Normativa vigente assegna un valore identico alle accelerazioni al suolo orizzontale e verticale (D.M. 17.1.2018, §3.2.3.2.2), l'algoritmo di calcolo implementato in SAV si basa sul fatto che il moltiplicatore verticale delle masse inerziali è legato al moltiplicatore orizzontale secondo lo stesso rapporto che lega tra loro accelerazione strutturale verticale e accelerazione strutturale orizzontale. Più in dettaglio, il procedimento di calcolo è il seguente.
Si faccia riferimento ad un concio di un arco (fig. 1) sottoposto ad un carico P agente nel suo baricentro. Considerando carichi statici e azioni sismiche orizzontali e verticali, le forze agenti durante un passo incrementale di analisi sismica caratterizzato dal moltiplicatore α in direzione orizzontale sono le seguenti: forza peso P, forza inerziale orizzontale αP (in fig.: direzione e verso: +X) e forza inerziale verticale α_VP.

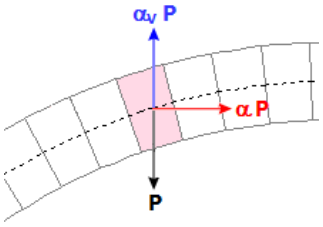


Fig.1

α_V è legato ad α: infatti il rapporto tra le forze inerziali verticale e orizzontale, entrambe corrispondenti al peso P, è pari al rapporto fra le accelerazioni spettrali S_{eZ} e S_{eX}.
Nel caso di un arco posto con vincolo alle imposte posto a quota Z=0, lo spettro elastico viene calcolato per il periodo T=0, e quindi si ha:
(1) $\alpha_V / \alpha = [\kappa \cdot S_{eZ}(0)] / S_{eX}(0)$
dove κ è il fattore di combinazione del sisma verticale Z con il sisma orizzontale X, che, secondo quanto osservato in precedenza, può essere assunto pari a 0.30 oppure 00 qualora si ritenga opportuno considerare effetti sismici verticali presenti in modo completo e simultaneo con gli orizzontali.
Dalle formulazioni normative degli spettri di risposta, si ricava:
(2) $\alpha_V / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_V) / (a_g \cdot S)$
dove: S_V ed S sono i fattori di suolo che tengono conto della categoria di sottosuolo (S_S) e delle condizioni topografiche (S_T) rispettivamente per lo spettro verticale e per lo spettro orizzontale. Si osservi che per il verticale, diversamente dall'orizzontale, si assume sempre un coefficiente di sottosuolo unitario. La (2) si semplifica quindi in:
(3) $\alpha_V / \alpha = \kappa / S_S$
Se invece l'arco murario ha imposte vincolate alla quota Z e la costruzione intera cui l'arco appartiene è caratterizzata dal periodo fondamentale in direzione orizzontale T_{1X}, ipotizzando per la costruzione stessa un periodo proprio verticale basso (i modi verticali presentano sempre alte frequenze) tale da poter considerare un comportamento rigido in direzione Z, il rapporto fra le accelerazioni spettrali diviene:
(4) $\alpha_V / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_V) / [S_{ex}(T_{1X}) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma]$
dove $\psi(Z)$ è il corrispondente modo di vibrazione secondo X normalizzato ad uno in sommità della costruzione ($\psi(Z)$=Z/H, con H altezza della costruzione stessa) e γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale.
All'inizio del processo incrementale di SAV, per un dato moltiplicatore α, α_V deriva dalla (3) o dalla (4), a seconda della posizione in quota dell'arco.
(i) Nel caso della (3) il rapporto tra i due moltiplicatori è costante qualunque sia il valore di α: pertanto, nel corso del processo incrementale, variando α - e quindi le forze inerziali orizzontali - si può corrispondentemente calcolare α_V per determinare le forze inerziali verticali; al termine del processo incrementale si ottiene il valore di collasso di α, da cui si ricava infine la capacità in termini di PGA ($a_g \cdot S$).
(ii) Nel caso della (4) si segue inizialmente la stessa procedura illustrata al punto precedente (i).
In questo caso, però, alla capacità ottenuta $a_g \cdot S$ può corrispondere un diverso valore del rapporto α_V / α, che - secondo la (4) - dipende dal valore di a_g. In pratica, quindi, è avvenuto che nel corso del calcolo della capacità (la procedura incrementale) si è utilizzato un rapporto costante tra moltiplicatore verticale e orizzontale dipendente dalla domanda, nota però solo al termine della procedura.
E' quindi necessario ripetere l'analisi incrementale, correggendo il rapporto tra moltiplicatori in base al valore della capacità appena calcolato al termine della prima procedura.
Si giunge così ad un nuovo valore di $a_g \cdot S$ e quindi del rapporto α_V / α, e così via: la riesecuzione delle procedure incrementali termina quando il rapporto α_V / α si è stabilizzato e a questo punto è stata determinata la soluzione corretta.

Mentre l'analisi incrementale viene considerata secondo un verso prefissato, +X o -X, le contemporanee forze verticali potranno avere nei diversi conci verso generico: verso l'alto (alleggerimento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso il basso) oppure verso il basso (aggravamento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso l'alto). In linea di principio non ha giustificazione fisica ritenere che tutto il campo di forze verticali sia equiverso. L'incertezza sull'orientamento delle forze verticali rende necessario adottare diverse ipotesi di lavoro alla ricerca della situazione più sfavorevole. Le opzioni disponibili nei Parametri di Calcolo di SAV sono le seguenti: campo di forze equiverse verso l'alto, oppure equiverse verso il basso o dipendenti dal cinematismo.

L'ipotesi di verso delle forze verticali legato al cinematismo appare particolarmente significativa.
Infatti, il meccanismo attivato dal moltiplicatore di collasso mostrerà un preciso campo di spostamento dei conci, con rotazioni cinematiche intorno alle cerniere formatesi nel corso dei degradi progressivi.
Alcuni gruppi di conci tenderanno a muoversi verso il basso, altri verso l'alto. Il campo di forze d'inerzia verticali a favore di sicurezza seguirà tale spostamento: gli effetti della componente sismica verticale saranno infatti massimi quando le corrispondenti forze tenderanno ad abbassare ancora più i conci che si abbassano (forze di aggravamento, verso il basso) e ad innalzare ancor più quelli che si innalzano (forze di alleggerimento, verso l'alto).
La forma esatta del meccanismo di collasso (cinematismo) è nota tuttavia solo ad analisi avvenuta, ma trattandosi di una struttura ad arco, con comportamento qualitativamente definibile a priori, è possibile evitare processi iterativi innescati sulla forma del cinematismo ipotizzando specifiche modalità secondo cui il cinematismo si manifesta nel verso di applicazione delle forze orizzontali.
Come risulta dall'immagine seguente, nel caso di sisma nel verso +X, ottenuto applicando solo azioni inerziali orizzontali, il meccanismo di collasso presenta un abbassamento nella parte sinistra e un innalzamento nella parte destra; nel caso -X avviene il viceversa.

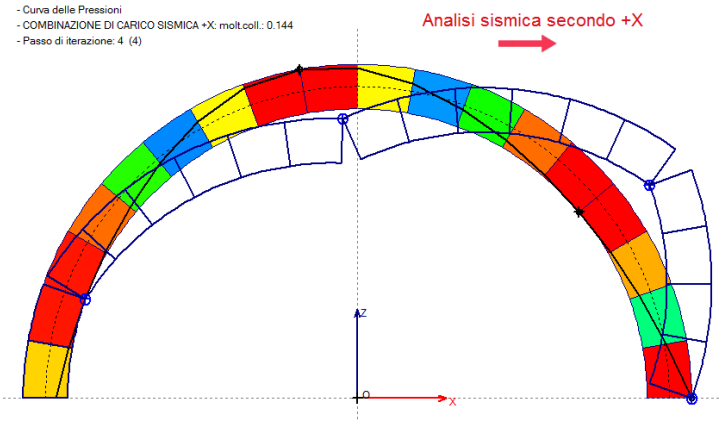


Fig. 2

Tracciando quindi nella mezzeria della luce l'asse verticale dell'arco, si possono distinguere il gruppo di conci in abbassamento ulteriore sotto forze verticali verso il basso dall'altro gruppo con comportamento opposto. Questa modalità di applicazione delle forze sismiche verticali garantisce risultati a favore di sicurezza. Il campo di forze inerziali verticali che a favore di sicurezza può essere applicato sull'arco al fine di eseguire un'analisi sismica che tenga conto di entrambe le componenti orizzontale e verticale è rappresentato in figura seguente, ed è identificabile nelle ipotesi di SAV come campo di forze verticali dipendenti dal cinematismo.

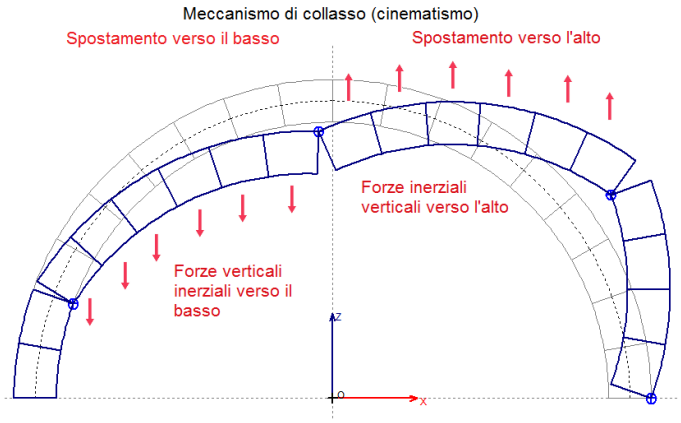


Fig. 3

Per quanto riguarda i **ponti**, l'azione sismica verticale, se considerata, viene applicata, a favore di sicurezza, in modo tale da alleggerire il piedritto a monte e aggravare il piedritto a valle. Per entrambe le componenti, orizzontale e verticale, SAV calcola automaticamente le forze sismiche delle masse che insistono sulle spalle.

Oltre all'azione sismica orizzontale lungo X e a quella verticale lungo Z, è possibile considerare l'**azione sismica in direzione trasversale (lungo Y)** finalizzata alla verifica dei piedritti. La componente trasversale +/-Y viene considerata nell'ambito della **combinazione direzionale** (§7.3.5), assegnando alle due componenti orizzontali coefficienti di combinazione pari a 0%, 30%, 100%.

DATI PROGETTO

```
Tipologia: Volta cilindrica (a botte)
Geometria della curva: arco Ellittico  (s=cost.)
Struttura non soggetta a traffico
con rinforzo in estradosso
SAV, Sicurezza e Analisi di Volte e ponti in muratura:progetto preimpostato. Geometria della curva:arco Ellittico.
[Nome del file (archivio del software SAV): Volta-fornice-Regio-PRO]
```

DATI STRUTTURA

- VOLTA

```
Tipologia strutturale: Arco: muratura
Profondità (cm) = 100
N° Archi Ideali di calcolo  = 1
```

- DATI ARCHI IDEALI

N.	L_Y (cm)	Catena	d (mm)	Z (cm)	f,yd (N/mm²)
1	100	X	14	0	2620.0

- ARCO

> Dati in input:
Freccia (cm) = 128
Corda (cm) = 286
Angolo imposta a°,sx (°) = 180.0
a°,dx (°) = 0.0
Spessore (cm) = 14
Semiasse Or.Intr. a,i (cm) = 0
Semiasse Or.Estr. a,e (cm) = 0
>>> Altri parametri:
Altezza imposta H,i,sx (cm) = 0
H,i,dx (cm) = 0

- CONTORNO

> Rinfianchi (o Riempimento):
Dist.da linea di chiave(cm) = 80
Peso specifico (kN/m³) = 15.00
Coefficiente kp per spinta passiva dal riempimento dell'arco = 1.000
(le eventuali azioni da spinta passiva sono definite nelle Condizioni di Carico)

- MURATURA VOLTA

Tipologia: (NTC 18) 7-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza media a Compressione f,m (N/mm²) = 2.600
Moduli di elasticità: longitudinale E (N/mm²) = 1500
- tangenziale G (N/mm²) = 500
Fattore di Confidenza FC = 1.240
Peso Specifico (kN/m³) = 18.00
Giunti: coefficiente d'attrito f = 0.50
Coefficiente parziale di sicurezza γ,M: in Analisi statica =3
in Analisi sismica =2
Coefficiente di degrado γ,D = 1.00
Resistenze di progetto: f,md = f,m / γ,D / γ,M / FC; f,d = f / γ,D :
Statica (γ,M =3.00): f,md = 0.699; f,d = 0.50 (26.6°)
Sismica (γ,M =2.00): f,md = 1.048; f,d = 0.50 (26.6°)

- RINFORZI

Composito: in estradosso
Modulo di elasticità nella direzione delle fibre E,f (MPa) = -
Spessore del singolo strato t,f (mm) = 0.049
Numero di strati = 1
Larghezza del rinforzo (cm) = -
(nel calcolo di Progetto la larghezza è un risultato del calcolo)
Resistenza di progetto in estradosso (N/mm²) = 972.000

CARICHI: Condizioni di Carico Elementari CCE

CCE n °1
Permanenti strutturali e non strutturali

psi,0	psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				Masse	
		volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.	
1.00	1.00	x	x	x	x	x	x

Carichi di superficie

N.	Dim.X (cm)	Dim.Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.Z (kN/m²)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X	Commento
1	314	100	-157	0	1.38			x	x	x	x	permanenti

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso (kN)	Diff. a 45	Molt vert	Stat	Sism +X	Sism -X	Commento
1		0	0	0	0.00	0.00			x			

Forze aggiuntive sui piedritti

N.	Pied sx	FX:+verso l'interno	FZ:+verso il basso	E.X:dist.da intr. arco:	dist.da asse piedritto:	E.Y: dist da somm.pied.	Quota da (kN)	F.Y (kN)	M.X (kNm)	Stat	Sism +X	Sism -X	Commento

			(kN)	+ verso l' interno(cm)	+ verso l' interno (cm)	asse X (cm)	+ verso il basso (cm)							
1		0.00	0.00	0.0	30.0	0.0	0.0	0.00	0.00	x				

CCE n °2
Accidentali

psi,0	psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				Masse
		volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.	
0.50	0.00					x

Carichi di superficie

N.	Dim.X (cm)	Dim.Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.Z (kN/m²)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X	Commento
2	314	100	-157	0	1.20		x	x	x	x	x	neve

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso (kN)	Diff. a 45	Molt vert	Stat	Sism +X	Sism -X	Commento
2		0	0	0	0.00	0.00			x			

CARICHI: Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari

CCC n °1
Combinazione di Condizioni di Carico 1
1.00 * CCE n.1 (di tipo G1,G2 o Qk1: azione variabile di base)
1.00 * CCE n.2 (di tipo G1,G2 o Qk1: azione variabile di base)

DATI CONCI (Carichi)

Per ogni Arco Ideale, i dati sui Conci ed i corrispondenti Carichi si riferiscono alle forze generate dalle varie CCE nei conci per il modello di calcolo relativo all'analisi limite (SLU), dove le forze sono riferite ai baricentri dei conci (specificando la distanza dal baricentro), e per il modello relativo all'analisi elastica (SLE), dove le forze (insieme ai momenti) sono applicate nei nodi di interfaccia utilizzati per il modello ad elementi finiti.
Le forze vengono tra loro combinate secondo i coefficienti delle Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari, al fine di determinare le azioni di calcolo dei conci, utilizzate direttamente nel procedimento risolutivo dell'analisi strutturale.
I carichi nei conci non sono dati in input diretto, ma derivano dai dati sulla struttura voltata e sulle CCE.
Per il modello dell'analisi limite, insieme ai carichi, vengono anche riportate le coordinate del baricentro dei conci nel sistema di riferimento assoluto XZ. Per ogni carico, il parametro Dx indica l'eccentricità della retta d'azione verticale del carico rispetto al baricentro del concio. Dx è positiva se la retta d'azione del carico si trova a destra rispetto al baricentro (ossia è definita da un'ascissa positiva). Nel caso di P.p., peso proprio della Volta, il carico, per sua stessa natura, è applicato nel baricentro del concio e quindi ha eccentricità nulla.
Per il modello dell'analisi elastica, i dati sui Conci comprendono forze e momenti nei nodi di interfaccia, suddivisi nelle singole CCE e nelle CCC considerate per SLE: i carichi nelle CCC sono formati dalla composizione dei carichi delle CCE moltiplicati per il coefficiente di combinazione ψ_0 utilizzato per la Combinazione Caratteristica (§2.5.2, §2.5.3 NTC) da impiegarsi per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (§3.9 CNR-DT 213/2015).
In dettaglio, i dati sui conci e sui corrispondenti carichi sono organizzati nelle seguenti tabelle:

Per ogni CCE:

Baricentri dei Conci: coordinate del baricentro, angolo formato con l'asse orizzontale dal segmento che unisce i vertici iniziale e finale del concio

Carichi Permanenti: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione:
- P.p. = Carico sul concio determinato dal peso proprio dell'arco (ossia del concio stesso). Per sua stessa natura, questo carico ha eccentricità nulla in quanto il peso proprio è applicato nel baricentro;
- P.p. rinf. = Carico sul concio determinato dal peso proprio del rinfianco (o riempimento);
- P.p. sottof. = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;
- P.p. pavim. = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

Carichi di Superficie:
- Q sup. = Carico sul concio verticale determinato dai Carichi di Superficie, distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx;

Carichi Lineari:
- Q lin.Z, X = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Lineari verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

Carichi Concentrati:
- P conc.Z, X = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Concentrati verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

Per ogni CCE e per ogni CCC:

Forze e Momenti nei Nodi di interfaccia del modello elastico per SLE:
- N. nodo, N. concio = numero identificativo del nodo iniziale del concio e numero del concio. Il numero di nodi dell'arco coincide con il numero di interfacce (giunti) e quindi è pari al numero dei conci più 1: il concio k-esimo ha infatti il nodo k come nodo iniziale (Nodo I) e il nodo (k+1) come nodo finale (Nodo J). Il Nodo I del concio successivo coincide con il Nodo J del concio precedente. Nel modello FEM, l'asta corrispondente al concio unisce il suo nodo iniziale Nodo I al suo nodo finale Nodo J.

- **B, H: sez. concio =** dimensioni della sezione trasversale del concio. B coincide con la profondità, H con lo spessore dell'arco nel proprio piano. Nel caso di arco con spessore e/o profondità variabile, le dimensioni B e H sono calcolate come medie fra la dimensione della sezione di interfaccia iniziale (corrispondente al Nodo I) e quella della sezione di interfaccia finale (corrispondente al Nodo J).
- **Nodo I: X, Z** = coordinate del nodo iniziale del concio
- **P.Z** (carico verticale, positivo verso il basso), **M.Y** (momento di nodo, positivo in senso orario), **P.X** (carico orizzontale, positivo verso destra) = carichi applicati nel nodo

DATI CONCI - Carichi in kN, Lunghezze in cm

Baricentri dei Conci (cm)

N.	Xg	Zg	ang.(°)
1	-150.1	2.9	88.64
2	-149.8	8.7	85.87
3	-149.3	14.7	83.04
4	-148.3	20.7	80.22
5	-147.2	26.6	77.42
6	-145.8	32.4	74.63
7	-144.0	38.2	71.88
8	-142.0	43.8	69.15
9	-139.7	49.4	66.45
10	-137.2	54.8	63.78
11	-134.5	60.0	61.15
12	-131.6	65.1	58.56
13	-128.4	70.0	56.00
14	-124.9	75.0	53.44
15	-121.1	79.8	50.91
16	-117.3	84.3	48.43
17	-113.1	88.8	45.93
18	-108.9	92.9	43.54
19	-104.6	96.9	41.18
20	-100.0	100.8	38.82
21	-95.3	104.4	36.49
22	-90.3	107.9	34.16
23	-85.3	111.2	31.87
24	-80.2	114.2	29.65
25	-75.0	117.0	27.43
26	-69.6	119.7	25.20
27	-64.1	122.1	23.04
28	-58.6	124.4	20.91
29	-53.0	126.4	18.76
30	-47.3	128.2	16.64
31	-41.6	129.8	14.54
32	-35.8	131.2	12.45
33	-29.8	132.4	10.35
34	-23.9	133.4	8.25
35	-18.0	134.1	6.21
36	-12.1	134.6	4.18
37	-6.1	135.0	2.11
38	-0.1	135.1	0.04
39	5.9	135.0	-2.03
40	11.9	134.6	-4.10
41	17.8	134.2	-6.13
42	23.6	133.4	-8.17
43	29.6	132.5	-10.26
44	35.6	131.2	-12.37
45	41.3	129.8	-14.45
46	47.0	128.3	-16.55
47	52.8	126.5	-18.68
48	58.4	124.5	-20.82
49	63.9	122.2	-22.95
50	69.4	119.8	-25.11
51	74.8	117.1	-27.34
52	80.0	114.3	-29.56
53	85.1	111.3	-31.77
54	90.1	108.0	-34.06
55	95.1	104.5	-36.39
56	99.8	100.9	-38.72
57	104.4	97.1	-41.08
58	108.8	93.1	-43.44
59	113.0	89.0	-45.83
60	117.1	84.5	-48.32
61	121.0	80.0	-50.80
62	124.7	75.3	-53.33
63	128.2	70.3	-55.89
64	131.4	65.4	-58.45
65	134.3	60.3	-61.04
66	137.1	55.0	-63.67
67	139.6	49.6	-66.33
68	141.9	44.1	-69.03
69	144.0	38.4	-71.76

70	145.7	32.7	-74.51
71	147.1	26.9	-77.30
72	148.3	21.0	-80.10
73	149.2	15.0	-82.91
74	149.8	9.0	-85.74
75	150.1	3.0	-88.58

Condizione di Carico Elementare 1

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp rinf	Dx Pp rinf	Pp sottof	Dx Pp sottof	Pp pavim	Dx Pp pavim
1	0.15	0.01	-6.9				
2	0.15	0.04	-6.8				
3	0.16	0.06	-6.8				
4	0.15	0.06	-6.8				
5	0.15	0.07	-6.7				
6	0.15	0.07	-6.6				
7	0.15	0.07	-6.5				
8	0.15	0.05	-6.5				
9	0.15	0.04	-6.4				
10	0.15	0.02	-6.5				
11	0.15	0.00	-7.3				
12	0.15						
13	0.15						
14	0.16						
15	0.15						
16	0.15						
17	0.15						
18	0.15						
19	0.15						
20	0.15						
21	0.15						
22	0.16						
23	0.15						
24	0.15						
25	0.15						
26	0.15						
27	0.15						
28	0.15						
29	0.15						
30	0.15						
31	0.15						
32	0.15						
33	0.16						
34	0.15						
35	0.15						
36	0.15						
37	0.15						
38	0.15						
39	0.15						
40	0.15						
41	0.15						
42	0.15						
43	0.16						
44	0.15						
45	0.15						
46	0.15						
47	0.15						
48	0.15						
49	0.15						
50	0.15						
51	0.15						
52	0.15						
53	0.15						
54	0.16						
55	0.15						
56	0.15						
57	0.15						
58	0.15						
59	0.15						
60	0.15						
61	0.15						
62	0.15						
63	0.15						
64	0.15						
65	0.15	0.00	7.3				
66	0.15	0.02	6.5				
67	0.15	0.04	6.4				
68	0.15	0.05	6.5				
69	0.15	0.07	6.5				
70	0.15	0.07	6.6				

71	0.15	0.07	6.7				
72	0.15	0.06	6.8				
73	0.16	0.06	6.8				
74	0.15	0.04	6.8				
75	0.15	0.01	6.9				

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)		Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
2		0.01		-6.7
4		0.01		-7.2
5		0.03		-6.8
6		0.01		-6.7
7		0.04		-6.5
8		0.03		-6.0
9		0.03		-6.3
10		0.04		-6.3
11		0.04		-6.0
12		0.04		-5.9
13		0.06		-5.6
14		0.06		-5.1
15		0.06		-4.9
16		0.06		-4.7
17		0.06		-4.9
18		0.07		-4.6
19		0.06		-4.4
20		0.07		-4.5
21		0.07		-4.2
22		0.08		-3.7
23		0.07		-3.2
24		0.07		-3.3
25		0.08		-3.0
26		0.07		-2.9
27		0.08		-2.9
28		0.08		-2.4
29		0.08		-2.0
30		0.08		-1.7
31		0.08		-1.4
32		0.08		-1.2
33		0.08		-1.2
34		0.08		-1.1
35		0.08		-1.0
36		0.08		-0.9
37		0.10		-0.4
38		0.08		0.1
39		0.08		0.1
40		0.08		0.1
41		0.10		0.7
42		0.08		1.4
43		0.08		1.4
44		0.08		1.4
45		0.08		1.7
46		0.08		2.0
47		0.08		2.2
48		0.08		2.6
49		0.07		2.6
50		0.08		2.6
51		0.08		3.2
52		0.07		3.5
53		0.07		3.4
54		0.08		3.9
55		0.07		4.4
56		0.07		4.7
57		0.06		4.6
58		0.07		4.7
59		0.06		5.0
60		0.06		4.9
61		0.06		5.0
62		0.06		5.3
63		0.06		5.8
64		0.04		6.1
65		0.04		6.2
66		0.04		6.4
67		0.03		6.4
68		0.03		6.1
69		0.03		6.0
70		0.03		6.3
71		0.01		6.4
72		0.03		6.7
74		0.01		6.7

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		Q lin.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		P conc.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

Condizione di Carico Elementare 2

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp rinf	Dx Pp rinf	Pp sottof	Dx Pp sottof	Pp pavim	Dx Pp pavim
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)		Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
2	0.01		-6.7	
4	0.01		-7.2	
5	0.02		-6.8	
6	0.01		-6.7	
7	0.04		-6.5	
8	0.02		-6.0	
9	0.02		-6.3	
10	0.04		-6.3	
11	0.04		-6.0	
12	0.04		-5.9	
13	0.05		-5.6	
14	0.05		-5.1	
15	0.05		-4.9	
16	0.05		-4.7	
17	0.05		-4.9	
18	0.06		-4.6	
19	0.05		-4.4	
20	0.06		-4.5	
21	0.06		-4.2	
22	0.07		-3.7	
23	0.06		-3.2	
24	0.06		-3.3	
25	0.07		-3.0	
26	0.06		-2.9	
27	0.07		-2.9	
28	0.07		-2.4	
29	0.07		-2.0	
30	0.07		-1.7	
31	0.07		-1.4	
32	0.07		-1.2	
33	0.07		-1.2	
34	0.07		-1.1	
35	0.07		-1.0	
36	0.07		-0.9	
37	0.08		-0.4	
38	0.07		0.1	
39	0.07		0.1	
40	0.07		0.1	
41	0.08		0.7	
42	0.07		1.4	
43	0.07		1.4	
44	0.07		1.4	
45	0.07		1.7	
46	0.07		2.0	
47	0.07		2.2	
48	0.07		2.6	
49	0.06		2.6	
50	0.07		2.6	
51	0.07		3.2	
52	0.06		3.5	
53	0.06		3.4	
54	0.07		3.9	

55	0.06		4.4	
56	0.06		4.7	
57	0.05		4.6	
58	0.06		4.7	
59	0.05		5.0	
60	0.05		4.9	
61	0.05		5.0	
62	0.05		5.3	
63	0.05		5.8	
64	0.04		6.1	
65	0.04		6.2	
66	0.04		6.4	
67	0.02		6.4	
68	0.02		6.1	
69	0.02		6.0	
70	0.02		6.3	
71	0.01		6.4	
72	0.02		6.7	
74	0.01		6.7	

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		Q lin.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		P conc.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

PARAMETRI DI CALCOLO

GENERALI

> Schematizzazione geometrica

Generazione conci
Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm)
Controllo di conci tutti uguali
Per numero di conci specificato: - numero di conci
L'opzione 'numero di conci specificato' è consigliabile in particolare per le configurazioni simmetriche, in modo che la suddivisione dei conci in chiave rispetti l'asse di simmetria.

Piedritti: conci ideali di uguale lunghezza, pari a:
Lunghezza conci piedritto sx (cm), Lunghezza conci piedritto dx (cm)

> Tipo di Analisi

L'**Analisi Statica** viene sempre eseguita. **Moltiplicatore di collasso in direzione verticale** = indica se è richiesta l'elaborazione del moltiplicatore di collasso in direzione verticale

Analisi Sismica. L'analisi viene eseguita applicando forze orizzontali corrispondenti ad un moltiplicatore dei carichi verticali associati a masse sismiche. Le fasi di esecuzione dell'analisi sismica sono le seguenti:
(1) determinazione del moltiplicatore di collasso nella direzione orizzontale X (XZ=piano dell'arco), nei due versi +X e -X, tenendo conto eventualmente della combinazione direzionale (con azione sismica in direzione trasversale +/-Y) per ognuno dei seguenti comportamenti:
• per l'arco: stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
• per i piedritti, sinistro e destro separatamente (se l'analisi e verifica dei piedritti è stata richiesta): stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
• per il timpano (nel caso dei ponti): stabilità (meccanismo di collasso: ribaltamento fuori piano, in direzione Y).
Distintamente per i diversi elementi: arco, piedritti e timpano, a partire dal moltiplicatore di collasso (pari al minimo fra i vari comportamenti a stabilità, compressione, attrito esaminati per un dato elemento) viene elaborato il confronto fra capacità e domanda che conduce alla definizione dell'indicatore di rischio sismico ζ_E, confrontato con il valore target specificato in input;
(2) analisi del sistema voltato (arco + piedritti se considerati nelle verifiche) sia sotto il moltiplicatore di collasso dell'arco, sia sotto forze orizzontali corrispondenti ad un moltiplicatore prefissato dei carichi verticali (Moltiplicatore orizzontale dei carichi, vd. Sismica (2)).

> Dati Struttura

Numero piani dell'edificio. Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [§C7.2.10] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N (cfr. scheda Sismica(2)): $\gamma = 3N/(2N+1)$.

Altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione [§C7.3.3.2] H (m):
H viene utilizzata per il calcolo della funzione $\psi(Z)=(Z/H)$ che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione.
Per il periodo proprio T_1 dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §C7.3.3.2 (cfr. scheda Sismica(2)).

Imposta Sinistra della struttura voltata: quota Z rispetto alla fondazione (m)

In analisi sismica al collasso, l'altezza di imposta viene utilizzata per la determinazione dell'altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal cinematismo ed il resto della struttura.

> Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]
Vita Nominale V,N (anni)
Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV), da cui segue il Coefficiente d'uso C_U e il periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R=V_N*C_U$

SISMICA (1)

> **Impostazione dello Spettro di Risposta elastico** (componente orizzontale) (F_O,S,T_B,T_C,T_D: 1=dipendenti da a_g, 2=indipendenti da a_g)
1 = questa opzione caratterizza l'applicazione della **Normativa Tecnica Italiana** (D.M. 17.1.2018, con riferimento al reticolo sismico pubblicato nel testo del D.M. 14.1.2008): F_O,S,T_B,T_C,T_D dipendenti da ag [§3.2.3.2.1] => S_e(T) non lineare con a_g.
Se F_O,S,T_B,T_C,T_D per i vari T_R coincidono con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa, si può valutare una capacità in termini di P_{GA} e di T_R strettamente conforme alla Normativa stessa
2 = questa opzione può essere utilizzata per applicare l'**EuroCodice 8**, dove il legame fra a_g, T_R e i parametri di spettro non è espresso in modo continuo su un reticolo sismico: F_O,S,T_B,T_C,T_D indipendenti da a_g (definiti in corrispondenza di SLV) => S_e(T) lineare con a_g. E' possibile valutare la capacità in termini di P_{GA}. Questa opzione si applica automaticamente, assumendo - per F_O,S,T_B,T_C,T_D - i valori definiti in corrispondenza di SLV, anche qualora non tutti tali parametri per i vari T_R coincidano con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa.

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50 (gradi sessadecimali)
Tipo di interpolazione
1 = media ponderata *§All.A,[3]*
2 = superficie rigata *§CA*
Tab.2, All.B
0 = località non in Tab.2,All.B
1-20 = isola (località posta in Tab.2,All.B), con la seguente convenzione:
1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremiti, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

Valori dei parametri ag (*g), Fo, TC*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento:
NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica
Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di a_g, F_O, T_C* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR *§3.2.1*
Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento V_R.

Valori dei parametri ag, Fo, TC* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite *§3.2*
Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti T_R (anni), a_g (*g), F_O, T_C* e S, T_B, T_C, T_D (periodi in sec.)

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) *§3.2.2*
Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) *§3.2.2*
Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico *§3.2.2*
Coefficiente di amplificazione topografica ST *§3.2.3.2.1*
Microzonazione sismica
Definizione di PGA: la P_{GA} (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione tiene conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S: a_g*S ($S=S_S*S_T$ S, con S_S =1.0 per PGA_V)

SISMICA (2)

Oltre alla componente sismica longitudinale (nel piano dell'arco), è possibile considerare:
- la **componente sismica verticale**, con effetti al 100% o al 30%, con forze sismiche verticali verso l'alto, oppure verso il basso o dipendenti dal cinematismo;
- la **componente sismica trasversale.** L'analisi sismica con componente trasversale viene eseguita per i piedritti, e richiede quindi l'analisi e la verifica dei piedritti.

Il piano del modello di SAV è il piano XZ (=piano longitudinale o piano di sviluppo dell'arco): la componente sismica trasversale è quindi orientata in direzione Y (=direzione trasversale al piano di sviluppo dell'arco).
La componente sismica trasversale determina nei piedritti sollecitazioni di taglio T_Y e di momento M_X ortogonali al piano del sistema voltato. I momenti e i tagli trasversali (T_Y e M_X) si compongono con i momenti ed i tagli nel piano del modello (T_X e M_Y).
Le **verifiche in presenza della componente trasversale** sono le seguenti:
• **stabilità**: la verifica controlla se il punto di sollecitazione è interno alla sezione del piedritto (ciò equivale ad un'area reagente non nulla);
• **compressione**: la verifica controlla, in caso di area reagente non nulla, se la massima tensione di compressione non supera il limite di resistenza;
• **taglio/attrito**: la verifica considera il taglio risultante dalla composizione.
La **componente trasversale (orientata secondo Y)** viene considerata nell'ambito della combinazione direzionale (§7.3.5), assegnando a ognuna delle due componenti orizzontali il coefficiente di combinazione definito in input (0%, 30% o 100%).
E' inoltre possibile scegliere il **verso in direzione Y** (+Y o -Y, rispettivamente entrante nel piano o uscente dal piano del modello).
Nei confronti della componente sismica trasversale, un sistema voltato, ad esempio la campata di un ponte, può avere un elemento di vulnerabilità nel **timpano**. La verifica sismica del timpano viene selezionata in SAV a parte (scheda Timpano, Dati Struttura). Il timpano viene sottoposto a verifica sotto azione sismica locale trasversale calcolata con la percentuale di componente trasversale Y scelta per le azioni sismiche trasversali nei piedritti.

L'analisi sismica calcola il moltiplicatore di collasso dell'arco nella direzione orizzontale X (XZ=piano dell'arco), nei due versi +X e -X, tenendo conto dell'eventuale componente sismica trasversale; vengono presentati i risultati completi corrispondenti alla configurazione di collasso.

L'analisi sismica viene inoltre eseguita con uno **specifico valore del moltiplicatore orizzontale**.
Lo scopo dal valore in input del moltiplicatore di collasso è di ottenere la completa descrizione dello stato dell'arco (curva delle pressioni, verifiche a compressione, ecc.) sotto l'azione dell'accelerazione prevista dalla Normativa; diversamente, sarebbero note solo le informazioni di collasso, ossia la configurazione corrispondente alla formazione del meccanismo sismico che, nel caso di verifica sismica soddisfatta, si attiva per accelerazioni superiori a quelle previste dalla Normativa per SLV.
SAV propone valori di riferimento sia per struttura rigida sia per struttura deformabile, considerando in questo secondo caso la quota di imposta della volta.
E' possibile impostare il valore specifico del moltiplicatore orizzontale pari al moltiplicatore di collasso.

Più in dettaglio: **il moltiplicatore orizzontale in input consente l'analisi sismica della struttura in corrispondenza di un valore prefissato del moltiplicatore.** L'analisi di SAV individua la configurazione di collasso e in corrispondenza di questa effettua il calcolo dell'indicatore di rischio sismico. I parametri di progetto associati, ad esempio la disposizione dei rinforzi in fibra (FRP,FRCM), si riferiscono alla configurazione di collasso: ma questa, in caso di indicatore di rischio molto elevato, potrebbe condurre a una progettazione ridondante.

Utilizzando il moltiplicatore orizzontale in input, l'analisi per la ricerca del moltiplicatore di collasso si ferma a tale limite superiore e propone la soluzione strutturale corrispondente, inclusa la disposizione dei rinforzi.
E' pertanto molto utile **definire un moltiplicatore in input che corrisponda alla domanda desiderata, o in altre parole all'indicatore di rischio sismico obiettivo**.
Si consideri anzitutto l'obiettivo di **adeguamento**: dovrà aversi ζ_E=1.000, ossia la capacità della struttura uguale alla domanda.
Per determinare il moltiplicatore da specificare in input corrispondente a ζ_E =1.000 si deve distinguere il caso di struttura sottostante rigida da quello di struttura sottostante deformabile.
Nel caso di **struttura sottostante (la struttura a cui l'arco appartiene) rigida**, la relazione che fornisce il moltiplicatore corrispondente alla domanda è data da:

$$\alpha_0 = \frac{(a_g/g)\cdot S}{q} \cdot e^* \cdot F_C$$

dove a_g e S sono i parametri di spettro specificati in input per SLV,
e* = frazione di massa partecipante,
F_C = fattore di confidenza.
Se invece la **struttura sottostante è deformabile**, la relazione per SLV è la seguente:

$$\alpha_0 = S_d(T_1)\cdot\psi(Z)\cdot\gamma\cdot e^*\cdot F_C$$

dove: T_1 = primo periodo della struttura a cui l'arco appartiene,
$S_d(T_1)$ è lo spettro di progetto per lo stato limite SLV, definito da $S_e(T_1)/q$ con la condizione ≥0.2 a_g (§3.2.3.5 delle NTC18), essendo S_e lo spettro elastico in direzione orizzontale,
$\psi(Z)$=Z/H, con Z baricentro delle linee di vincolo del cinematismo dell'arcata, e H altezza complessiva della struttura cui l'arco appartiene,
γ = fattore di partecipazione modale.
SAV fornisce nei Parametri di Calcolo i valori dei moltiplicatori di riferimento per SLV su struttura rigida e per SLV su struttura deformabile. La stima viene riferita ai valori: e*=1, Z=quota di imposta dell'arco, oltre agli altri parametri in input
(a_g, S, F_O, T_C, T_1, H, g, F_C).
Se l'obiettivo non è l'adeguamento ma il **miglioramento**, ad esempio: ζ_E = 0.6, la stima dei moltiplicatori orizzontali in input per definire il progetto corrispondente all'obiettivo si ottiene moltiplicando i valori sopra calcolati (distintamente per la struttura rigida e per quella deformabile) per il valore target di ζ_E.
La conferma dell'utilizzo in input del corretto valore per il moltiplicatore orizzontale viene data dalla presentazione, nel report dell'analisi di SAV(finestra Risultati), del valore dell'indicatore di rischio pari a quello dell'obiettivo considerato (1.000 per adeguamento, 0.6, 0.8 o altro per un miglioramento, ossia una frazione dello stesso) (a meno di arrotondamenti).

> Analisi Sismica

Ipotesi di calcolo per la capacità in termini di PGA: è possibile scegliere fra due opzioni:
- l'arco si si imposta su di una struttura rigida: la domanda in termini di accelerazione spettrale è data da a0*=ag*S/q
- si considera la deformabilità della struttura a cui l'arco appartiene, attraverso: Se(T1), ψ(Z)=(Z/H) e il coefficiente di partecipazione modale γ

Indicatore di rischio sismico zeta,E (§8.4): valore obiettivo (target) di ζ_E, ossia valore da raggiungere ai fini della sicurezza, dipendente dal tipo di valutazione o di intervento. L'indicatore di rischio sismico è espresso in termini di accelerazione al suolo, ed è dato dal rapporto fra capacità e domanda.
Per i **ponti esistenti in muratura** realizzati prima della classificazione sismica dell'area su cui insistono o nel rispetto di una normativa tecnica antecedente alle NTC [§C8.8.7]: ζ_E = 0.800 indica l'adeguamento sismico dell'infrastruttura.

Coeff. part. modale Gamma, **Primo periodo** di vibrazione T_1 (sec), **Smorzamento viscoso** (csi) corrispondente al primo periodo, **Fattore di comportamento** q per la volta (arco e piedritti) in direzione orizzontale e in direzione verticale.
Secondo [§7.3.1] Il fattore di comportamento verticale per SLV è pari a 1.50 per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali q=1.00

ANALISI (1)

> Analisi limite (EQU, SLV)

Oltre alla Verifica di Stabilità, sempre eseguita, possono essere condotte anche la Verifica a Taglio (o Attrito) e la Verifiche a Compressione e a Trazione in presenza di rinforzi.

Verifica a Taglio: utilizzando i valori dei tagli e degli sforzi normali competenti alla configurazione stabile dell'arco, è possibile eseguire la verifica a taglio (per sistemi in calcestruzzo) o per scorrimento (verifica ad attrito) dei giunti (per sistemi in muratura).

- **Per strutture in muratura**: affinché la verifica a Taglio sia soddisfatta, occorre che il taglio T sia inferiore alla forza di attrito ($f \cdot N_C$), dove per *f* si assume il coefficiente di attrito della malta interposta fra i mattoni o i conci di pietra, o del concio sul concio nel caso di assenza di interposizione di malta (conci in mutuo contrasto tra loro). Il valore di *f* è in input nei Dati Struttura. Si ha: *f* = tg φ, dove φ è l'angolo di attrito interno; per le malte si assume in genere: φ = 35°, da cui: *f* = 0.7. In altri termini, i lati del poligono funicolare dovranno formare un angolo minore di 35° con le normali alle sezioni dell'arco (cioè alle interfacce) se non si vuole avere uno scorrimento fra i conci.
N_C è lo sforzo normale di compressione: se la sezione è interamente compressa, N_C è dato dalla somma degli sforzi nelle due bielle ortogonali d'interfaccia, altrimenti N_C è fornito dalla sola biella compressa. A resistere al taglio non è infatti l'azione interna sforzo normale N, ma la risultante delle compressioni.
Con un'apposita opzione (**Applicare γ_M e F_C per il calcolo del coefficiente d'attrito di progetto**) è possibile scegliere un coefficiente di sicurezza γ (e la verifica diviene: T <= $f \cdot N / \gamma$), composto da due contributi ($\gamma = \gamma_M * F_C$): il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica; uguale per volta e piedritti) e il fattore di confidenza F_C (differenziato tra volta e piedritti: per i due sistemi può essere diverso, infatti, il livello di conoscenza conseguito).
E' possibile ignorare tale coefficiente di sicurezza qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già riferito ad un valore di progetto, direttamente utilizzabile in sede di verifica. Il coefficiente di degrado γ_D viene considerato in ogni caso.

- **Per strutture in calcestruzzo**: la verifica a Taglio è soddisfatta se la sollecitazione non supera la resistenza: T<=V_{Rd}, con T=taglio nell'interfaccia tra i conci del modello di calcolo. Il taglio resistente V_{Rd} può essere calcolato secondo la formulazione di NTC (§4.1.11.1) o delle Linee Guida 2022 per i ponti esistenti (§6.3.5.2).

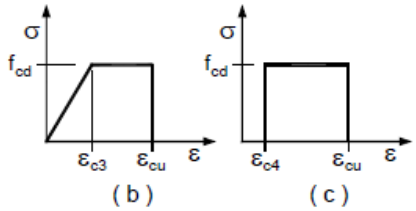
Verifica a Compressione, e a Trazione in presenza di rinforzi: se eseguita viene considerata una resistenza a compressione finita della struttura, in muratura o in calcestruzzo; se i rinforzi di superficie sono presenti (cappa in cls armata o compositi), viene eseguita anche la verifica a trazione, secondo le specifiche in input della capacità del rinforzo.
In una data configurazione di equilibrio stabile, per ogni sezione dell'arco è noto lo sforzo normale N, composto - secondo la modellazione adottata in SAV - dai due contributi della biella di estradosso e di quella di intradosso; alla posizione eccentrica dello sforzo normale corrisponde un momento di calcolo M: utilizzando la coppia (N,M) rappresentativa dello stato di sollecitazione si conducono la verifica a pressoflessione, ossia a compressione della muratura o

calcestruzzo, e a trazione degli eventuali rinforzi.

Nell'ambito dell'analisi limite, la reale distribuzione tensionale nella muratura è incognita, tuttavia è possibile utilizzare lo stato di sollecitazione ricavato dall'analisi per elaborare un diagramma tensionale coerente al comportamento elastoplastico del materiale (muratura o calcestruzzo) non reagente a trazione. Seguendo infatti quanto specificato in §3.5.1 CNR-DT 213/2015 per gli SLU dei ponti in muratura, lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato, come studiato in SAV con il metodo dell'analisi limite (Calcolo a Rottura); tali indicazioni sono estendibili per analogia alla generalità dei sistemi voltati massicci in muratura o in calcestruzzo.
Deve essere verificata l'esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata (Verifica si Stabilità) e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR, e pertanto lo stato di sollecitazione noto dall'analisi limite può essere utilizzato per le Verifiche di Resistenza (Compressione, Taglio/Attrito, Trazione negli eventuali rinforzi). Inoltre, quanto espresso per EQU in analisi statica, viene esteso per analogia allo stato limite ultimo SLV in analisi sismica.

- **Arco non rinforzato**

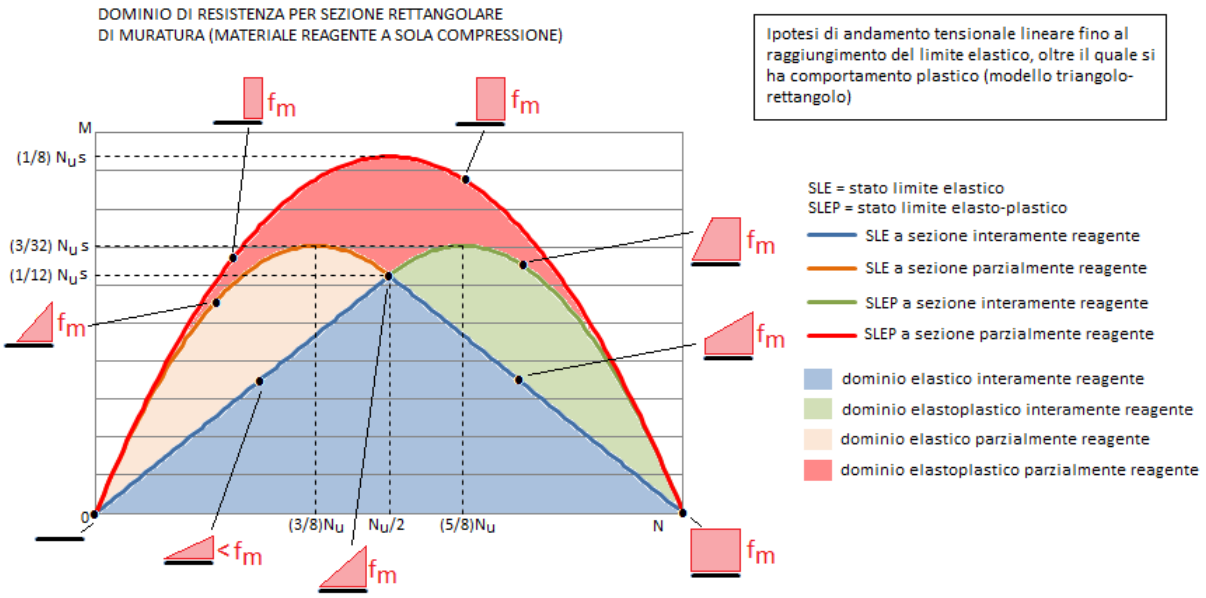
Nel caso di assenza di rinforzi, il comportamento della muratura o del calcestruzzo viene definito da un diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1 NTC) (modello tensione-deformazione) che in SAV può essere scelto fra (b) triangolo-rettangolo (elastico-perfettamente plastico) e (c) rettangolo (stress-block) (fig. seg.).



f_{cd} rappresenta la resistenza a compressione di progetto, ossia f_{md} per la muratura, f_d per il calcestruzzo. f_d per il calcestruzzo viene calcolata secondo la formulazione indicata in §6.3.4 LG 2022: $f_d=\min(f_m/F_C/\gamma_M;\ f_k/F_C)$.

Il comportamento **triangolo-rettangolo (elastico lineare-perfettamente plastico)** è governato dalle seguenti equazioni che forniscono il momento resistente in funzione dello sforzo normale lungo le curve delle frontiere
(la figura seguente illustra il dominio di resistenza; f_m indica la resistenza a compressione di progetto):
$N_u=f_m \cdot L \cdot t$ è lo sforzo normale ultimo, sforzo di compressione massimo
(s=spessore della sezione nel piano di flessione, t = spessore in profondità)
> Stato limite elastico (SLE) a sezione interamente reagente:
per N <= (N_u/2): M = N · s/6, per N >= (N_u/2): M = s/6 · (N_u - N). Momento massimo: M = N_u · s/12 per N = N_u/2
L'eccentricità è <=s/6, e la curva delle pressioni è interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia.
Se l'eccentricità è maggiore di s/6, e minore di s/2, si individuano i seguenti campi:
> Stato limite elastico (SLE) a sezione parzialmente reagente:
M = N · s/2 · [1 - 4·N / (3·N_u)]. Momento massimo: M = 3/32 · N_u·s per N = 3/8·N_u
> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione interamente reagente:
M = s/2· (N_u-N) · [1 - 4/3· (N_u-N) / N_u]. Momento massimo: M = 3/32· N_u·s per N = 5/8·N_u
> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione parzialmente reagente:
M = N·s/2· (1 - N/N_u). Momento massimo: M = N_u·s/8 per N = N_u/2.
Al punto di sollecitazione (N,M) interno al dominio di resistenza corrisponde una massima tensione di compressione.

Per quanto riguarda il comportamento a **rettangolo (stress-block)**, la distribuzione rettangolare della tensione con il suo valore massimo ammissibile (resistenza di progetto) consente la definizione della frontiera più esterna del dominio, ossia del momento ultimo, limite corrispondente ad una eccentricità della curva delle pressioni pari a s/2.
Per poter definire lo stato di compressione corrispondente ad un punto interno (N,M), si fa riferimento:
- al dominio elastico a sezione interamente reagente, se l'eccentricità è <=s/6 (curva delle pressioni interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia);
- ad un diagramma di tensione triangolare, nel caso di eccentricità >s/6 ossia di sezione parzializzata: in tal caso la zona reagente è minore della dimensione s.



Lo studio della stabilità dell'equilibrio dell'arco non rinforzato può prevedere la formazione di cerniere: in corrispondenza di tali sezioni, la curva delle pressioni è tangente alla superficie dell'arco (esterna o interna) e la tensione di compressione nell'interfaccia tende teoricamente ad infinito. Non vi sarebbe quindi alcuna possibilità di soddisfare la verifica a compressione.

In realtà, è possibile precisare il percorso di verifica con le seguenti considerazioni.
Sperimentalmente, si è visto che in una sezione fessurata - sia essa rinforzata e quindi con apertura contrastata, o non-rinforzata e quindi con apertura libera (cerniera) - le tensioni si spalmano su una quota-parte dello spessore s pari a s/3 (laddove una cerniera ideale prevederebbe tensioni infinite, concentrate in una linea) (riferimento bibliografico: P.Faccio, P.Foraboschi: "Volte a botte ed archi. Analisi agli stati limite ultimi di volte in muratura con rinforzi in FRP", Riv. L'Edilizia, De Lettera Editore, maggio / giugno 2000; N° 5/6; anno XIV; pp. 48-56).

In SAV, **in corrispondenza delle sezioni dove si forma una cerniera**, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, fino ad un massimo pari a s/3. Qualora un diagramma rettangolare con zona reagente pari a s/3 non equilibri lo sforzo normale neppure assegnando alla tensione il valore massimo possibile, pari alla resistenza a compressione, la verifica di compressione in corrispondenza della sezione sede di cerniera non risulta soddisfatta.

Un aspetto importante del calcolo delle tensioni di compressione riguarda le sezioni dove la **curva delle pressioni** è **interna all'arco** (entrambe le bielle che schematizzano le azioni interne sono compresse), **ma fuori dal nocciolo d'inerzia**: si tratta sia di sezioni in zone vicine alle cerniere, sia di sezioni con entrambe le bielle compresse ma con valori tali dello sforzo normale da generare parzializzazione. In una tale configurazione, la zona reagente, in dipendenza dalla legge di comportamento scelta (triangolo-rettangolo o stress-block), potrebbe mostrare valori inferiori a 1/3 dello spessore: questo risulterebbe incongruente con la valutazione della zona reagente in corrispondenza dell'interfaccia di cerniera. Per risolvere l'incongruenza, SAV propone una apposita opzione di calcolo:
Nelle sezioni parzializzate considerare una zona compressa non inferiore a 1/3 dello spessore (*=curva delle pressioni esterna al nocciolo).*
Pertanto: in assenza di rinforzi, in caso di sezione parzializzata, se la tensione calcolata è superiore alla resistenza o la zona reagente è inferiore a 1/3 dello spessore, questa opzione consente il ricalcolo su una distribuzione rettangolare con una zona reagente pari a 1/3 dello spessore, in modo del tutto analogo al controllo eseguito automaticamente nelle sezioni di cerniera.

L'esecuzione della verifica a compressione rende lecita l'adozione di un fattore di confidenza F_C competente all'effettivo livello di conoscenza conseguito (come da Normativa vigente: cfr. §C8.7.1.2.1.3).
Non eseguire la verifica a compressione equivale ad assumere per l'arco una resistenza a compressione infinita e conseguentemente diviene obbligatoria, secondo le Norme citate, l'applicazione del fattore di confidenza più sfavorevole (competente a LC1: 1.35) indipendentemente dal reale livello di conoscenza.
Tale F_C entrerà in gioco nella valutazione della capacità sismica della struttura, secondo le formulazioni dell'analisi cinematica.

- **Arco rinforzato**

In presenza di rinforzi, nel caso di sezione parzializzata la distribuzione rettangolare di calcolo si estende per 0.8 x,
(x = asse neutro, dal calcolo di verifica della sezione) e viene studiato l'equilibrio ultimo fra tensioni di compressione e sforzo di trazione. Si utilizzano le equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione.
Nel **calcolo di verifica**, nota l'area del rinforzo e le sollecitazioni di progetto (N,M), si determina la posizione x dell'asse neutro e il momento resistente M_U (momento ultimo): la verifica è soddisfatta quando $M<=M_U$.
Nel **calcolo di progetto**, il momento sollecitante viene posto uguale al momento resistente e utilizzando le equazioni di equilbrio si determinano la posizione dell'asse neutro x e l'area del rinforzo che sarà quindi pari all'area strettamente necessaria per soddisfare la verifica di sicurezza.
In ogni caso, per congruenza con le verifiche dell'arco non rinforzato, viene considerata nelle zone di cerniera e in generale nelle zone parzializzate (se l'apposita opzione è selezionata) una zona reagente a compressione non inferiore a (1/3) dello spessore; in nessun caso, quindi, il rinforzo può determinare nell'arco una zona reagente inferiore a quella dell'arco non rinforzato. Questa impostazione è coerente con lo svolgimento di verifiche a taglio che considerano le tensioni tangenziali distribuite sulla sola zona reagente a compressione.

Coefficiente parziale di sicurezza

- Muratura: γ_M

γ_M e F_C vengono applicati per il calcolo dei valori di progetto della resistenza a compressione, e (se richiesto) del coefficiente d'attrito. Conformemente alla Normativa vigente, il valore di γ_M viene distinto fra Analisi Statica (§4.5.6.1) e Analisi Sismica (§C8.7.1), ed in SAV è considerato unico per il sistema voltato nel suo complesso (Volta ed eventuali Piedritti).
I valori consueti sono 2.0 per l'Analisi Sismica, e un valore compreso fra 2.0 e 3.0 per l'Analisi Statica: il valore 3.0 pone la verifica a favore di sicurezza; per i ponti esistenti in muratura il riferimento al valore 3.0 è presente nella CNR-DT 213 in §8.6.1 dove γ_M è posto pari a $3 \cdot \gamma_D$ essendo γ_D il coefficiente di degrado introdotto per la riduzione di resistenza in caso di degrado.
Il valore di γ_M non è distinto tra volta e piedritti.
Si osservi che l'analisi limite, applicata in SAV, è un'analisi non lineare finalizzata alla ricerca di una curva delle pressioni compatibile con i carichi e con la geometria della struttura, consentendo un numero massimo di punti tangenti all'estradosso o all'intradosso (dove si formano cerniere). Dal punto di vista sismico, la ricerca della configurazione di collasso, condotta attraverso un'analisi incrementale con formazione di cerniere, è analoga ad un'analisi pushover.
La Normativa vigente, in §C8.7.1.3.1.1 afferma che nel caso di analisi sismica non lineare i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi (di riferimento) per i rispettivi fattori di confidenza ma non per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M, il che significa assumere γ_M=1.0 in analisi sismica.
Per quanto riguarda l'analisi statica, non vi sono indicazioni specifiche in tal senso. Si può osservare che in analisi statica le sollecitazioni vengono ottenute amplificando le azioni attraverso i coefficienti di combinazione (che definiscono le singole Combinazioni di Condizioni di Carico statiche, aventi tipologia di Combinazioni fondamentali come definite in NTC18 in §2.5.3 [2.5.1]), mentre per le resistenze sono previsti tre fattori di riduzione: γ_M, F_C e γ_D. In base a quanto sopra osservato per la trascurabilità di γ_M in analisi sismica, l'analisi statica può rivelarsi eccessivamente cautelativa nei confronti della sismica.
Potrebbe quindi essere plausibile la scelta di γ_M=1.0 anche per l'analisi limite (di natura non lineare) in campo statico.
In alternativa, dato che l'analisi limite appartiene al campo delle analisi per cinematismi, la verifica a compressione può essere trascurata seguendo le indicazioni della Normativa per le analisi secondo meccanismi di collasso in §C8.7.1.2.1.3, purché il fattore di confidenza corrisponda al livello di conoscenza LC1: F_C=1.35 (comunque affetto, nel caso dei ponti, dal fattore di difformità γ_C). Seguendo questo percorso, F_C non condiziona la verifica di resistenza a compressione, che non viene eseguita, ma permane la sua influenza sulla capacità sismica in termini di PGA, in quanto F_C è presente nella formulazione dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (FC influisce anche sul risultato della verifica ad attrito, se eseguita).

Ulteriori considerazioni sono le seguenti. Per quanto già illustrato, ai fini della sicurezza frequentemente, nelle strutture in muratura esistenti, γ_M viene assunto pari a 3.0 tenendo conto che valori più bassi sono proposti per le murature nuove in considerazione dei controlli di produzione e di esecuzione. Tuttavia, come specificato in "Edifici in muratura alla luce della nuova Normativa sismica" di P. Lenza e A. Ghersi, per gli edifici esistenti "valori più bassi di potrebbero essere giustificati sulla base della considerazione che il coefficiente di sicurezza parziale è funzione anche delle incertezze realizzative non significative nel caso di edifici esistenti". Si deve anche tenere presente quanto espresso dalla Normativa nel capitolo dedicato agli edifici esistenti, e più precisamente in §C.8.5, paragrafo riferito a tutti i tipi di azione (azioni statiche e azioni sismiche):
§C.8.5: DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI
(…) Per gli edifici in muratura, anche considerate le conoscenze acquisibili, <u>le verifiche nei riguardi di tutte le azioni</u> possono essere eseguite utilizzando, quando previsto, un coefficiente γ_M non inferiore a 2. (…)
Seguendo queste indicazioni, il valore γ_M = 2.0 può essere adottato in entrambe le verifiche statica e sismica.

- Calcestruzzo: γ_C

Rispetto a quanto illustrato per i sistemi in muratura, per il calcestruzzo valgono le seguenti considerazioni specifiche.
γ_C assume valori distinti tra il caso di struttura voltata non soggetta a traffico e ponte.
Per le strutture non soggette a traffico, γ_C assume il valore 1.50. Nel caso dei ponti, il valore si distinguono fra verifiche di Adeguamento statico o Sismica (γ_C=1.50) e Verifiche di Operatività e Transitabilità (Tab.6.6 LG 2022) (γ_C=1.26).
Fra tali valori in input, SAV applica quello corrispondente alla natura della CCC (per un ponte una data Combinazione di Carico può essere qualificata come Adeguamento oppure no, intendendo in questo secondo caso Operatività e Transitabilità).
Si osservi che nelle LG 2022 la Tab.6.7 sui fattori parziali di sicurezza non include i ponti esistenti in muratura: per questi ultimi si potranno applicare in generale i valori sopra indicati per le analisi statica e sismica; tuttavia, SAV consente la specifica in input di valori personalizzati.

> Piedritti

Non eseguire l'analisi dei piedritti. Selezionando questa opzione, l'elaborazione di calcolo si limiterà alla sola struttura voltata.
Se i piedritti sono soggetti a verifica, essi sono considerati sottoposti a carico sia in sommità per le azioni di imposta provenienti dagli archi, sia per forze aggiuntive, specificabili nelle CCE; le forze aggiuntive potrebbero per esempio provenire da archi di campate adiacenti.
Per i ponti in muratura, oltre ad eventuali forze aggiuntive, SAV applica le spinte del terreno, definite dai dati in input.
La volta può essere divisa in più archi ideali, mentre i piedritti sono sempre singoli, uno a sinistra e l'altro a destra.
L'**analisi dei piedritti** non viene eseguita contemporaneamente alla volta su di essi impostata, ma dopo la risoluzione della volta stessa. **La verifica dei piedritti non è eseguita se la volta non è stabile**, in quanto non esiste un campo di azioni ammissibili provenienti dalla volta.
L'analisi dei piedritti viene eseguita a SLU. Per i piedritti (elementi strutturali verticali suddivisi in conci) vengono calcolati sforzo normale, taglio e momento direttamente a partire dalle azioni applicate dalla volta, dai pesi propri e dai carichi aggiuntivi sui piedritti stessi.
Le verifiche di stabilità (curva delle pressioni interna alla geometria), a taglio / attrito e a compressione vengono svolte in modalità del tutto analoghe alle corrispondenti verifiche sulla volta.

Verifiche in fondazione: le azioni trasmesse alle fondazioni consentono di determinare se la fondazione è interamente compressa, parzialmente compressa o ribaltata. Nei risultati, viene fornita una tensione massima sul terreno che può essere confrontata con la capacità portante (tale confronto non è automaticamente disponibile in SAV).

ANALISI (2)

> Analisi elastica (SLE)

L'analisi elastica è di tipo non lineare. Il riferimento normativo è CNR-DT 213/2015. Le Verifiche a Compressione e a Taglio vengono sempre eseguite, come richiesto da §8.4.2 CNR.L'analisi elastica non lineare, con muratura (o, per analogia, calcestruzzo) considera il materiale come non resistente a trazione e indefinitamente elastico a compressione, compatibilmente con i limiti di resistenza.
Un'apposita opzione di SAV consente di eseguire anche il controllo sulla compressione nel giunto per almeno l'80% della sua estensione (questo controllo viene esplicitamente indicato in CNR-DT 213/2015 solo per l'analisi elastica lineare in §8.4.1).

Per l'analisi elastica sono disponibili alcune opzioni specifiche:
- Moduli elastici: è possibile considerare l'applicazione del fattore di confidenza anche ai moduli elastici; inoltre, è possibile applicare una riduzione del 25% per condizioni fessurate (§4.1.1.1, analisi elastiche lineari per SLE). Tale riduzione viene applicata anche in analisi modale associata all'analisi statica SLU: EQU. Per quanto riguarda l'analisi modale in condizioni fessurate associata all'analisi sismica SLU: SLV, questa opzione determina la riduzione del 50% (§7.2.6)
- Influenza della deformabilità a taglio e assiale.

Anche per l'analisi elastica, le verifiche di sicurezza si distinguono fra arco non rinforzato e arco rinforzato.

- **Arco non rinforzato**

Per sezione tutta compressa (interamente reagente), con curva delle pressioni interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia, la verifica con le formule elastiche fornisce la tensione di compressione massima. Se la curva delle pressioni è esterna al fuso ma interna all'arco, la sezione è parzializzata, con una zona compressa e una zona non reagente. La tensione
di compressione si calcola con un diagramma di tensione triangolare in equilibrio con lo sforzo normale eccentrico.

- **Arco rinforzato**

In presenza di rinforzi, nel caso di sezione parzializzata, con curva delle pressioni interna o esterna rispetto all'arco, la sezione viene studiata con un diagramma lineare delle tensioni di compressione in equilibrio con lo sforzo di trazione nel rinforzo.
Vengono utilizzate le note formule della pressoflessione per il c.a., che utilizzano le due equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione e l'equazione tensionale corrispondente all'elasticità applicata al principio di conservazione delle sezioni piane. Ne deriva un'equazione di terzo grado.
Nel **calcolo di verifica**, nota l'area del rinforzo e le sollecitazioni di progetto (N,M), si determinano la posizione x dell'asse neutro e le tensioni di compressione nella muratura e di trazione nel rinforzo. Le verifiche di sicurezza per compressione e per trazione sono soddisfatte se risultano inferiori alle resistenze di progetto.
Nel **calcolo di progetto**, la tensione nel rinforzo è nota ed è posta pari alla resistenza di progetto (ad esempio, pari alla tensione di snervamento nelle barre della rete e.s. nel caso di rinforzo con cappa armata in calcestruzzo), e si calcolano la posizione dell'asse neutro x, la tensione nella muratura e l'area del rinforzo, area strettamente necessaria per soddisfare la verifica di sicurezza.

> Analisi modale

L'analisi modale viene eseguita con il metodo di Iterazione nel Sottospazio, considerando la movimentazione delle masse nelle due direzioni X e Z.
E' possibile eseguire l'analisi modale in condizioni elastiche oppure fessurate in base allo stato di fessurazione determinato dalla preventiva analisi corrispondente (elastica o limite statica o sismica).
I numeri di modi da calcolare possono essere tutti i modi corrispondenti ai gradi di libertà dinamici del sistema, oppure un numero di modi specificato (con limite superiore dato dal n° dei gradi di libertà dinamici). Potrebbe essere necessario il calcolo di un numero elevato di modi, per assicurare l'individuazione del modo principale e per movimentare una percentuale sufficiente di massa.
Il numero di modi da considerare può essere determinato attraverso alcune opzioni: tutti i modi calcolati; un numero di modi specificato, con limite superiore dato dal numero dei modi calcolati; tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% (vengono sempre calcolati tutti i modi); un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (un limitato numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti quelli calcolati, e nei risultati si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%); tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% [§7.3.3.1] (vengono sempre calcolati tutti i modi).

> Grado di incastro alle imposte (per analisi elastica e modale)

Il grado di incastro ad ognuna delle due imposte, gestito indipendentemente per l'imposta sinistra e per quella destra, può essere posto pari a: 1 nel caso di incastro perfetto, 0 per cerniera oppure un valore compreso fra 0 e 1 per il semincastro.

IMPOSTAZIONI

> Discretizzazione curve

Passo angolare di poligonalizzazione (gradi sessagesimali) (°) per: Archi di Cerchio, Archi di Ellisse

> Precisioni e Tolleranze numeriche

riferite all'analisi limite (EQU, SLV)
Tolleranza per operazioni su matrici
Tolleranza ||RNE|| / ||F||: R.N.E. = vettore dei residui non equilibrati, per il singolo passo del procedimento iterativo; F = vettore dei termini noti, o: forze applicate. In condizioni di equilibrio: ||R.N.E.|| / ||F|| <= Tolleranza
Valori minimi da considerare per la definizione dei carichi nei conci:
Minima forza da considerare (kN), Minimo momento da considerare (kN m).
Valore di trazione accettabile per muratura non consolidata (kN): incrementando tale valore, viene ritardata la formazione delle cerniere dovute alla fuoriuscita della curva delle pressioni dalla sagoma dell'arco.
Cinematismo potenziale nel caso di moltiplicatore di collasso determinato dal superamento delle tolleranze (su R.N.E. o sulla trazione) prima che si sia formata la quarta cerniera

> Criteri di elaborazione

Analisi limite
- Evitare la formazione di cerniere consecutive (**ossia su un'i**nterfaccia e su quella subito precedente o successiva) dallo stesso lato (estradosso o intradosso)
- Per Analisi del Cedimento limite: consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale

Analisi elastica
- **Soluzione corrispondente al primo passo** del procedimento iterativo dell'analisi elastica non lineare
- **Massimo numero di iterazioni** possibile per raggiungere la convergenza della soluzione
- **Considerare rigidi i conci esclusi dalle verifiche.** In analisi elastica, per tutti i conci da non sottoporre a verifica, anche se viene esclusa solamente la verifica a taglio o attrito (e quindi vengono eseguite la verifica di stabilità e quella a compressione), è possibile assumere o meno l'asta come infinitamente rigida. La motivazione di questa scelta sta nel considerare indeformabili i conci che non vengono sottoposti a verifica completa, conci che risultano indeformabili: in tal modo, con i conci da non sottoporre a verifica situati alle imposte, è come se l'arco fosse incastrato in tali conci, o in altre parole la sua parte deformabile inizia dopo la sequenza dei conci da non sottoporre a verifica.
Mentre in analisi limite la deformabilità non ha alcun ruolo, in analisi elastica l'irrigidimento dei conci alle imposte determina un aumento del momento e quindi una possibile fuoriuscita della curva delle pressioni, con peggioramento della verifica di stabilità, che continua ad essere eseguita qualora per i conci alle imposte sia stata esclusa solo la verifica a taglio. Si osservi peraltro che in analisi elastica non è ovviamente prevista la formazione di cerniere che fanno rientrare la curva delle pressioni entro la geometria dell'arco (le cerniere sono caratteristiche dell'analisi limite). L'opzione su considerare o meno rigidi i conci esclusi dalle verifiche consente il controllo del comportamento elastico dell'arco alle imposte.

PARAMETRI DI CALCOLO

```
--------
Generali
--------
> Schematizzazione geometrica
Generazione conci: conci di uguale lunghezza
(in caso di arco a spessore variabile, il numero di conci effettivo
 viene determinato in base a relazioni geometriche)
Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm) : 6
Controllo di conci tutti uguali : Sì
Per numero di conci specificato: - numero di conci : 20
Lunghezza conci piedritto sx (cm) : 10
Lunghezza conci piedritto dx (cm) : 10
> Tipi di Analisi (statica = sempre eseguita)
Moltiplicatore di collasso in direzione verticale : Sì
Analisi sismica : Sì
> Dati Struttura
Numero piani dell'edificio : 2
Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 16.2
Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m) : 14.3
> Vita Nominale, Classi d'uso, Periodo di riferimento
Vita Nominale (anni) : 50
Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 3
-----------
Sismica (1)
-----------
> Impostazione dello Spettro di Risposta elastico (componente orizzontale)
(Fo,S,TB,TC,TD: 1=dipendenti da ag, 2=indipendenti da ag : 1
> Determinazione dell'Azione Sismica
Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 10.328071
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 44.803871
Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 2
Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0
ag(g),Fo,Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento
30,.045,2.491,.24
50,.056,2.503,.258
72,.066,2.492,.27
101,.076,2.487,.27
140,.087,2.475,.273
201,.1,2.469,.28
475,.14,2.46,.283
```

975,.18,2.464,.29
2475,.237,2.492,.303
1.02081225799865E-02,.435299057478139
 Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
   ag(TR) = k * TR^α, dove:
   k = 0.010208123, α = 0.435299057

Stati Limite:
PVR (%) Probabilita' di superamento nel periodo di riferimento VR
SLE: SLO : 81
SLE: SLD : 63
SLU: SLV : 10
SLU: SLC : 5
ag(g),Fo,Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite
SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 45,.054,2.501,.254
SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 75,.067,2.491,.27
SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 712,.161,2.462,.287
SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 1462,.203,2.476,.296
SLO: S,TB,TC,TD : 1.5,.14,.419,1.816
SLD: S,TB,TC,TD : 1.5,.146,.437,1.868
SLV: S,TB,TC,TD : 1.462,.152,.455,2.244
SLC: S,TB,TC,TD : 1.398,.155,.464,2.412
Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) : 3
Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 1
Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0
Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1
Microzonazione sismica : No

Sismica (2)

> Analisi sismica: Criteri
- considerare anche la componente sismica verticale : No
  - con il 100% degli effetti (se no: 30%) : No
- con forze sismiche verticali: 1=verso l'alto, 2=verso il basso, 3=dipendenti dal cinematismo : 3
- moltiplicatore orizzontale per analisi con molt.prefissato : .28
- molt.prefissato = molt. di collasso : No
- considerare anche la componente sismica trasversale : No
  - combinazione sismica direzionale: coefficiente di combinazione per sisma longitudinale X (1=0%, 2=30%, 3=100%) : 3
    - coefficiente di combinazione per sisma trasversale Y (1=0%, 2=30%, 3=100%) : 2
    - verso per componente sismica trasversale (1=+Y, 2=-Y) : 1
> Analisi sismica: Parametri
Capacità in termini di PGA calcolata con struttura rigida : Sì
Indicatore di rischio zeta,E target : .8
Coeff. part. modale : 1.2
Primo periodo di vibrazione (sec) : .114
Smorzamento viscoso per la struttura (csi) (%) : 5
Fattore di comportamento q per la Volta (arco, piedritti): in direzione orizzontale : 2
- in direzione verticale : 1.5

Verifiche

> Analisi limite (EQU, SLV)
Muratura: verifica ad Attrito : No
- applicare GammaM e FC per il coefficiente d'attrito di progetto : No
- verifica a Compressione e a Trazione in presenza di rinforzi : Sì
- - zona reagente non inferiore a s/3 nelle sezioni non rinforzate parzializzate : Sì
- - diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1) (1=triangolo-rettangolo, 2=rettangolo stress-block) : 1
Calcestruzzo: verifica a Taglio : Sì
- taglio resistente (1=da NTC §4.1.11.1, 2=da LG 2022 §6.3.5.2) : 1
- verifica a Compressione e a Trazione in presenza di rinforzi : Sì
- - zona reagente non inferiore a s/3 nelle sezioni non rinforzate parzializzate : Sì
- - diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1) (1=triangolo-rettangolo, 2=rettangolo stress-block) : 1
GammaM in Analisi statica : 3
GammaM in Analisi sismica : 2
GammaC per Adeguamento : 1.5
GammaC per Operatività e Transitabilità : 1.26
> Analisi elastica (SLE)
Controllo compressione giunti su almeno 80% dell'estensione : No
Moduli elastici: applicazione FC : No
- riduzione 25% per condizioni fessurate : No
Influenza della deformabilità: a taglio : No
- assiale : No
> Piedritti
Non eseguire l'analisi dei piedritti : Sì
> Per analisi elastica e modale: grado di incastro alle imposte
(1=incastro, 0=cerniera, fra 0 e 1: semincastro). Imposta sinistra: : 1
Imposta destra: : 1
> Analisi modale
Analisi modale in condizioni fessurate : No
Numero modi da calcolare : 3
Numero modi da considerare : 3

Impostazioni

> Discretizzazione curve
Archi di Cerchio (°) : 1

```
Archi di Ellisse (°) : .1
> Precisioni e tolleranze numeriche
Tolleranza per operazioni su matrici (std: 10^-8) : .00000001
Tolleranza ||RNE|| / ||F|| (std: 0.001) : .001
Minima forza da considerare (kN) : .01
Minimo momento da considerare (kN m) : .01
Resistenza a Trazione accettabile in assenza di consolidamento: Statica (N/mm²) : 0
- Sismica (N/mm²) : 0
Cinematismo potenziale nel caso di collasso per superamento tolleranze : Sì
> Criteri di elaborazione
Analisi limite (EQU, SLV): evitare la formazione di cerniere su interfacce consecutive : Sì
 - per analisi del cedimento limite: consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale : Sì
Analisi elastica (SLE): soluzione al primo passo del procedimento iterativo : No
- massimo numero di iterazioni : 10
- considerare rigidi i conci esclusi dalle verifiche di stabilità : No
```

ANALISI STATICA SLU (EQU)

MODELLO DI CALCOLO

La metodologia di calcolo è stata sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura, autori: Prof. Arch. Michele Paradiso e Prof. Arch. Giacomo Tempesta, e si fonda sugli studi di Heyman, in accordo con i più avanzati studi del settore e supportata da indagini sperimentali condotte in ambito universitario. Una descrizione dettagliata è riportata nella documentazione associata al software SAV e nel volume 'Sistemi Voltati in Muratura' (DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007); qui di seguito enunciamo i concetti fondamentali, riferiti all'arco in sola muratura (non rinforzato).

Si considera un arco incastrato, costituito da 'n' conci e da 'm' = 'n+1' interfacce, su ciascuna delle quali agiscono le azioni interne N (sforzo normale), M (momento flettente) e T (taglio), per effetto del sistema di carichi applicati (peso proprio, altre azioni esterne). L'arco viene discretizzato, numerando i conci e le interfacce progressivamente da sinistra a destra.
I conci costituiscono gli 'elementi finiti' del modello; l'interfaccia consente la trasmissione degli sforzi da un concio a quello adiacente. Si può fare riferimento ai conci reali, separati da interfacce costituite dai giunti di malta; ma più in generale facciamo riferimento ad una suddivisione matematica dell'arco non necessariamente coincidente con i conci reali (i metodi numerici garantiranno comunque la validità del calcolo): questo permette di usare un numero di elementi finiti non eccessivo anche per archi di grandi dimensioni.

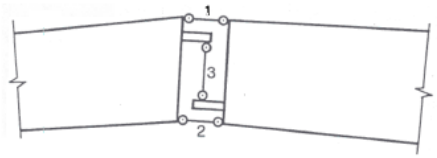
Il problema statico è retto dalla seguente formulazione:
(1) $AN + BM + CT = F$
(dove A, B, C sono le matrici di configurazione geometrica relative rispettivamente ai vettori incogniti N, M e T, e F è il vettore dei carichi assegnati)
sotto le condizioni:
(2) $N_i <= 0$
e
(3) $N_i h_i - M_i >= 0$
$N_i h_i + M_i >= 0$
dove $2h_i$ è l'altezza del concio i-esimo.
Le incognite sono le 3m = 3(n+1) = 3n+3 caratteristiche di sollecitazione agenti nelle interfacce, mentre le equazioni (1) sono pari al numero dei conci: 3n.
Il sistema lineare (1) presenta quindi un numero di equazioni insufficienti: ciò è ovvio, dato il grado di indeterminazione del problema, pari a 3 incognite iperstatiche.
Le disequazioni (2) traducono la circostanza che l'interfaccia può trasmettere solo forza normale di compressione, mentre le (3) traducono il fatto che il poligono funicolare deve essere contenuto entro la sagoma dell'arco.
Le infinite soluzioni del sistema (1) possono quindi essere ridotte dalle condizioni (2) e (3).
Può anche accadere che non esista una soluzione che soddisfa contemporaneamente le equazioni e le disequazioni: in tal caso, la struttura non può essere in equilibrio sotto l'assegnata condizione di carico, ossia non esiste un poligono funicolare interno alla sagoma dell'arco in equilibrio con i carichi esterni: l'arco è instabile.

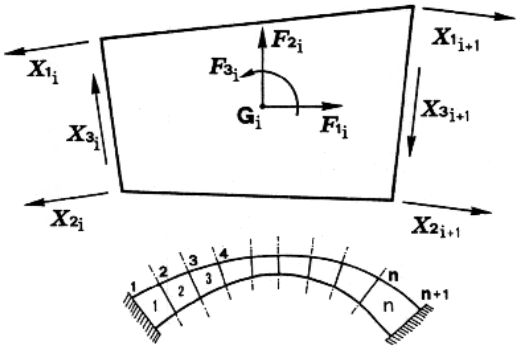
Per la soluzione del problema, viene utilizzata la tecnica della 'matrice inversa generalizzata'.
Prima di illustrare il procedimento numerico, si reimposta il problema in maniera più vantaggiosa, ridefinendo il vincolo di connessione fra le facce di due conci generici attraverso tre bielle delle quali una tangente e le altre due con direzione ortogonale all'interfaccia rispettivamente nei punti di intradosso e di estradosso.
In tal modo, l'arco risulta costituito da blocchi rigidi connessi da tre bielle ideali unilatere, cioè in grado di trasmettere solo sforzi di compressione, a comportamento rigido-fessurante.

Indicando con:
X_{1i} = sforzo nell'interfaccia 'i' nella biella di estradosso;
X_{2i} = sforzo nella biella di intradosso;
X_{3i} = sforzo nella biella tangente,

ed isolando il concio i-esimo, le tre equazioni di equilibrio del concio i-esimo (interessato dalle interfacce i e i+1) divengono (cfr. figura seguente):

(4) $X_{1,i} \cos\alpha + X_{2,i} \cos\alpha + X_{3,i} \operatorname{sen}\alpha - X_{1,i+1} \cos\beta - X_{2,i+1} \cos\beta - X_{3,i+1} \operatorname{sen}\beta + F_{1,i} = 0$
$X_{1,i} \operatorname{sen}\alpha + X_{2,i} \operatorname{sen}\alpha - X_{3,i} \cos\alpha - X_{1,i+1} \operatorname{sen}\beta - X_{2,i+1} \operatorname{sen}\beta + X_{3,i+1} \cos\beta + F_{2,i} = 0$
$- X_{1,i} d_{1,i} + X_{2,i} d_{2,i} + X_{3,i} d_{3,i} + X_{1,i+1} d_{1,i+1} - X_{2,i+1} d_{2,i+1} + X_{3,i+1} d_{3,i+1} + F_{3,i} = 0$
dove:
X_i = azioni interne incognite (sforzi nelle bielle), pari a 3m (3 bielle per ognuna delle 'm' interfacce);
per quanto riguarda la convenzione sui segni: per le bielle normali X>0 se di compressione; per la biella tangente X>0 se corrisponde ad un abbassamento del semiarco di sinistra rispetto a quello di destra (convenzione opposta a quanto usualmente adottato per lo sforzo di taglio);
F_{1i}, F_{2i}, F_{3i} = carichi esterni agenti sul concio (termini noti);
$d_{j,i}$ = distanza della direzione j (asse della biella) dal baricentro G_i del concio.





Il sistema lineare (4) può essere riscritto nella forma:

(5) $A\,X + F = 0$

dove:

(6)

$$A = \begin{vmatrix} \cos\alpha & \cos\alpha & \operatorname{sen}\alpha & -\cos\beta & -\cos\beta & -\operatorname{sen}\beta \\ \operatorname{sen}\alpha & \operatorname{sen}\alpha & -\cos\alpha & -\operatorname{sen}\beta & -\operatorname{sen}\beta & \cos\beta \\ -d_{1,i} & d_{2,i} & d_{3,i} & d_{1,i+1} & -d_{2,i+1} & d_{3,i+1} \end{vmatrix} \in R^{3x6}$$

$$X = \begin{vmatrix} X_{1,i} \\ X_{2,i} \\ X_{3,i} \\ X_{1,i+1} \\ X_{2,i+1} \\ X_{3,i+1} \end{vmatrix} \in R^{6x1}\,(R^6)$$

$$F = \begin{vmatrix} F_{1,i} \\ F_{2,i} \\ F_{3,i} \end{vmatrix} \in R^{3x1}\,(R^3)$$

essendo:

A = matrice di assetto (o di configurazione geometrica, detta anche: matrice di equilibrio);

X = vettore incognito degli sforzi nelle bielle;

F = vettore dei termini noti (carichi assegnati);

R^{nxm} è l'insieme delle matrici reali aventi n righe e m colonne.

Le espressioni matriciali (6) si riferiscono al concio i-esimo. Il sistema completo della struttura globale (l'arco costituito da tutti i conci) viene costruito per assemblaggio dei singoli conci, cioè dei gruppi di 3 equazioni.

Eseguito l'assemblaggio, risulta: $A \in R^{3nx3m}$, $X \in R^{3mx1}\,(R^{3m})$, $F \in R^{3nx1}\,(R^{3n})$.

La (5) può anche essere scritta nella forma:

(7) $AX = F$

adottando per i termini noti la convenzione sui segni opposta (in modo, dunque, che il carico verticale $F_{2,i}$ sia positivo se rivolto verso il basso, come ad esempio il peso proprio).

Poniamo, per semplicità:

$3n \rightarrow n$

$3m \rightarrow m$

e quindi:

$A \in R^{nxm}$, $X \in R^m$, $F \in R^n$.

Il sistema lineare è perciò 'rettangolare', cioè costituito da 'n' equazioni in 'm' incognite con $n \neq m$, e più precisamente: $n < m$ (per l'esattezza: $n = m-3$).

Il rango di A vale 'n', cioè le righe del sistema sono linearmente indipendenti tra loro (det $A \neq 0$).

Se i vincoli fossero tutti bilateri, cioè le bielle 1 e 2 (fig. 16) fossero in grado di trasmettere sforzi di trazione e di compressione, il sistema presenterebbe ∞^{m-n} ($=\infty^3$) soluzioni tutte equilibrate (azioni interne in equilibrio con i carichi esterni).

Ma l'unilateralità dei vincoli (le bielle 1 e 2 possono reagire solo a compressione) impone la ricerca dell'insieme di soluzioni che soddisfano le equazioni di equilibrio (7) nel rispetto delle condizioni di segno:

(8) $X_{1,i} >= 0$, $X_{2,i} >= 0$

Nel procedimento numerico, si ricerca anzitutto (utilizzando il metodo dell'inversa generalizzata) l'espressione generale delle ∞^{m-n} soluzioni del sistema rettangolare avente un numero di equazioni inferiore al numero delle incognite; in seguito, vengono introdotte le condizioni di segno per identificare le soluzioni realmente accettabili (cioè aventi significato fisico) per il problema in esame.

L'espressione generale detta ha la forma:

(9) $X = X_0 + C\,M, \;\; \forall\, M \in R^m$

dove la matrice C è definita da:

(10) $C = I - A^T\,(A\,A^T)^{-1}\,A, \qquad C \in R^{mxm}$

essendo I la matrice identità di ordine m

Nella (9) è presente l'arbitrarietà del vettore M. Dato che il sistema rettangolare (7) corrispondente al problema fisico esaminato presenta condizioni di segno, l'arbitrarietà di M può essere utilizzata per soddisfare le disequazioni (8). Il vettore M viene definito attraverso un procedimento iterativo, il cui scopo, ad ogni passo, è quello di annullare una componente di trazione, inaccettabile nella muratura.
L'annullamento dello sforzo in una biella corrisponde alla formazione di una cerniera, all'intradosso o all'estradosso (a seconda, rispettivamente, che si tratti di $X_{2,i}$ o $X_{1,i}$). E' consentito un numero di passi avente un limite superiore costituito dalla formazione del meccanismo di collasso, che si attiva quando il sistema presenta 4 cerniere alterne rispetto alle posizioni di estradosso e intradosso.
Generalizzando il metodo alla soluzione di strutture generiche a vincoli unilaterali, ciò significa che il numero delle iterazioni non può superare il grado di iperstaticità della struttura.

Se il procedimento è convergente, ossia ha termine all'iterazione k, la curva delle pressioni (ottenuta attraverso il vettore soluzione degli sforzi nelle bielle) sarà tangente, in k interfacce, all'intradosso o all'estradosso, denunciando la formazione di k cerniere e le componenti X_1 e X_2 del vettore soluzione X saranno tutte >= 0.
Se invece il procedimento non converge, ossia, eseguita l'ultima iterazione, continua a manifestarsi almeno un valore negativo tra gli sforzi nelle bielle, l'arco è instabile: non esiste quindi alcun poligono funicolare compatibile con i carichi applicati e con la sagoma dell'arco. In particolari configurazioni (ad esempio, in archi sottoposti a forze orizzontali crescenti) l'instabilità può essere raggiunta non solo con formazione del cinematismo, ma anche per sforzo normale complessivo (dato dal valore in intradosso più quello di estradosso) di trazione su una o più interfacce.

Per quanto riguardo l'arco rinforzato, occorre distinguere i casi di rinforzi di superficie (cappa in cls armato o nastri in FRP) da quelli di rinforzi localizzati (catene, o rinforzi a trazione in specifiche interfacce).

Nel caso di catene, la metodologia illustrata è invariata: oltre alle bielle che schematizzano le interfacce dei conci, vengono considerate tante bielle aggiuntive quante sono le catene, ognuna delle quali è unilatera a trazione, cioè non reagisce a compressione.
Nel caso dei rinforzi di superficie, SAV introduce una variante nella metodologia illustrata, consistente nella bilateralità della biella posta dalla parte del rinforzo (intradosso o estradosso), per la quale quindi diviene accettabile lo sforzo di trazione; il procedimento numerico può in tal caso eseguire tanti passi quanti sono necessari per assicurare la compressione nella muratura, dal momento che l'esistenza del rinforzo a trazione impedisce teoricamente la formazione delle cerniere di apertura.

In ogni caso, l'applicazione della metodologia di calcolo illustrata fornisce sia una risposta immediata sulla stabilità dell'arco, evidenziandone la posizione della curva delle pressioni, sia il campo di azioni interne: esse possono essere utilizzate per ulteriori verifiche strutturali.

VERIFICHE ESEGUITE

SAV consente l'analisi di quattro verifiche fondamentali:
1) Equilibrio della struttura (Verifica di Stabilità);
2) Verifica ad attrito (Taglio nei giunti);
3) Verifica a Compressione della muratura;
4) Verifica a Trazione dei rinforzi.
La verifica 1) (Stabilità) è direttamente eseguita applicando la metodologia di calcolo illustrata al paragrafo precedente.
La 2) (Attrito) viene eseguita utilizzando le azioni interne derivanti da tale analisi, corrispondenti cioè alla curva delle pressioni determinata.
Per la verifica 3) (Compressione) la tensione viene calcolata sviluppando il dominio di resistenza N-M con ipotesi di comportamento elastico lineare-perfettamente plastico del materiale murario non reagente a trazione. In corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che non, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto pari a **s**/3, secondo indicazioni provenienti dalla Ricerca sperimentale.
La verifica 4) (Trazione dei rinforzi) viene eseguita solo in caso di presenza di rinforzi, dove esiste una struttura associata alla muratura in grado di reagire a trazione, sia essa una catena piuttosto che una cappa in calcestruzzo armato o nastri in composito fibrorinforzato. Per i rinforzi di superficie (cappa in cls o compositi), la verifica a trazione richiede l'esecuzione anche della verifica a compressione.
Per quanto riguarda i piedritti, lo studio del comportamento è possibile solo quando esiste una soluzione ammissibile per l'arco: in tal caso, le sollecitazioni vengono calcolate sotto l'azione delle forze trasmesse dall'arco alle imposte, delle eventuali forze aggiuntive e, nel caso dei ponti, delle spinte del terreno.

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione verticale

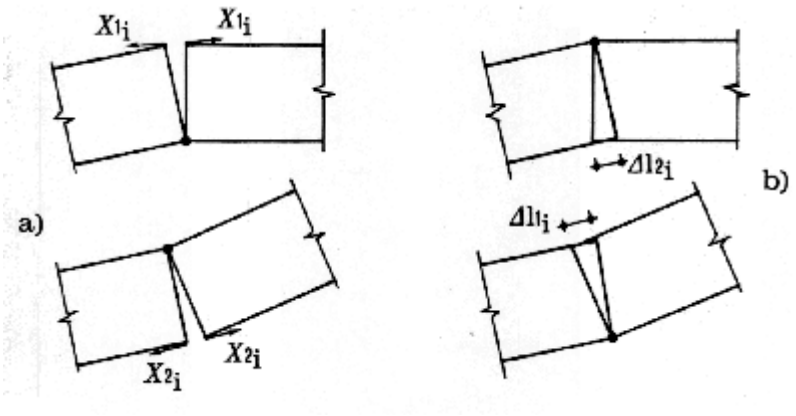
Il moltiplicatore di collasso in direzione verticale, calcolato o meno a seconda dell'attivazione della corrispondente opzione nei 'Parametri di Calcolo', viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ogni Combinazione delle Condizioni di Carico elementari e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce, per una data Combinazione delle Condizioni di Carico, il moltiplicatore di collasso della Volta.

ANALISI CON CEDIMENTI ALLE IMPOSTE

Quando oltre al campo di carichi esterni agenti sull'arco vengono anche applicati cedimenti alle imposte, la procedura richiede alcune specifiche integrazioni. Come è stato illustrato, per soli carichi esterni le incognite cinematiche, in condizioni di equilibrio, risultano ovunque nulle e quindi l'analisi della stabilità si limita al controllo della compatibilità tra la sagoma iniziale dell'arco e la curva delle pressioni. Nel caso di compresenza di cedimenti vincolari, tale controllo di compatibilità deve essere effettuato tra la curva delle pressioni e la configurazione variata dell'arco, funzione di incognite cinematiche (le rotazioni nelle cerniere) che dipendono sia dai cedimenti stessi sia dai carichi applicati.

Si consideri dunque un arco sottoposto ad una condizione di carico verticale, per la quale la struttura risulti "stabile", e ad una configurazione di cedimenti anelastici dei vincoli, che per semplicità si possono pensare concentrati nelle imposte.
Per effetto del cedimento (consistente in uno o più movimenti fra traslazione orizzontale, traslazione verticale e rotazione, ad una o ad entrambe le imposte) la struttura si trasforma da una configurazione tre volte iperstatica ad una isostatica: di conseguenza la curva delle pressioni diventa tangente in tre punti alla sagoma dell'arco. Si formano 3 cerniere delle quali si deve individuare la posizione.

La figura seguente illustra le condizioni statiche e cinematiche che vengono controllate per la soluzione strutturale dell'arco: la configurazione che rispetta l'equilibrio deve assicurare sia l'assenza di trazioni con annullamento delle forze nelle bielle ortogonali all'interfaccia che risultano tese (fig. a; le forze X1i e X2i si riferiscono alle bielle d'interfaccia) , sia l'assenza di ogni compenetrazione di materiale nella direzione delle bielle ortogonali all'interfaccia interessate dalla forza di compressione (fig. b) [1][2].



L'algoritmo risolutivo diviene il seguente:
Fase 1. Dati in input: arco, carichi statici esterni, cedimenti alle imposte.
Fase 2. Si individuano tutte le triplette di cerniere in grado di rispettare le condizioni richieste dal punto di vista cinematico (assenza di compenetrazione di materiale murario in corrispondenza delle bielle compresse). Se non esiste alcuna tripletta che rispetta la condizione cinematica, i cedimenti definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.
Fase 3. Fra tutte le triplette di cerniere individuate nella fase 2 si ricerca la tripletta in grado di soddisfare l'equilibrio con curva delle pressioni interna alla sagoma (e passante per le cerniere determinate dai cedimenti), facendo riferimento all'arco deformato. Se non esiste alcuna tripletta con tale proprietà, i carichi definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.
Se invece la tripletta che soddisfa le condizioni cinematiche e statiche viene individuata, si assegnano all'arco le 3 cerniere che lo degradano da iperstatico a isostatico.
Fase 4. Sulla configurazione originaria dell'arco, modificata dall'inserimento delle 3 cerniere, è possibile condurre una normale analisi per il calcolo di un moltiplicatore statico (relativo a carichi verticali variabili) o sismico (relativo all'intensità delle forze sismiche); tale procedura è da considerarsi significativa nel caso di cedimenti di piccola entità rispetto alle dimensioni geometriche dell'arco. Come per ogni altra analisi condotta con l'algoritmo implementato in SAV, il moltiplicatore viene fissato dalla formazione della quarta cerniera oppure da una condizione non ammissibile (ad esempio, sforzo normale risultante di trazione in una interfaccia non soggetta a rinforzo); ad ogni passo dell'analisi viene in ogni caso effettuata una verifica sul residuo non equilibrato: quando questo risulta non nullo, l'equilibrio non è più assicurato.

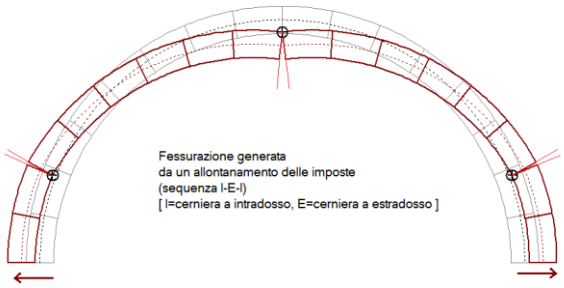
Analisi del cedimento limite. Nel caso che il cedimento applicato non sia di piccola entità, è necessario esaminare l'equilibrio dell'arco nella configurazione geometrica variata. Questa procedura viene seguita nel corso dell'analisi del cedimento limite, quando, sottoponendo il cedimento ad un moltiplicatore crescente, viene ricercato il valore massimo del moltiplicatore (moltiplicatore di collasso) per il quale l'arco deformato non è più in equilibrio rispettando la curva delle pressioni interna alla geometria deformata dell'arco stesso.

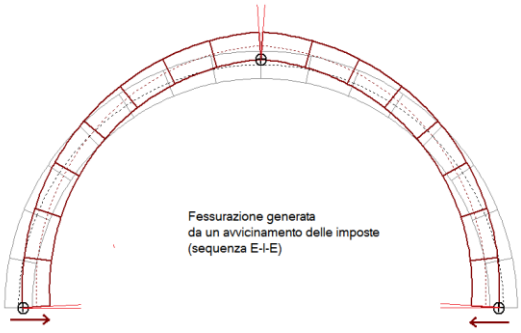
L'analisi del cedimento limite è di fatto indipendente da successive analisi sismiche con moltiplicatore orizzontale delle forze gravitazionali: l'analisi sismica in SAV viene infatti condotta non nella configurazione deformata dell'arco, ma in quella originaria. Si tenga presente che l'analisi sismica può comunque essere condotta sull'arco affetto da una o più cerniere predefinite (in caso di 3 cerniere, queste potrebbero essere del tutto equivalenti alle cerniere prodotte da cedimenti delle imposte); in ogni caso, le forze orizzontali sismiche incrementali agiscono su conci posti nella configurazione geometrica originaria.

Si osservi peraltro che in caso di cedimenti di entità rilevante (dell'ordine della decina di cm.), le analisi statica e sismica condotte sulla geometria originaria affetta dalle 3 cerniere dovute ai cedimenti acquistano un certo grado di convenzionalità. In casi di questo tipo gli effetti sismici sull'arco dovrebbero essere correlati non tanto all'effetto inerziale rappresentato da forze orizzontali agenti sull'arco stesso, ma alle sollecitazioni e deformazioni sismiche delle strutture su cui l'arco si imposta. Ad esempio, cedimenti che rappresentano una **traslazione orizzontale delle imposte asincrona** (allontanamento o avvicinamento reciproco contemporaneo) possono essere considerati **rappresentativi di effetti sismici** trasmessi all'arco dalle deformazioni delle strutture sulle quali l'arco si imposta.
Infatti, le pareti murarie dell'organismo edilizio da cui l'arco spicca possono vibrare in modo asincrono: si pensi ad esempio ad un arco impostato da una parte su una parete perimetrale e dall'altra su una parete interna. Le pareti interne sono maggiormente connesse all'organismo murario dell'edificio, e la vibrazione delle imposte dell'arco può avvenire in modo asincrono. L'allontanamento reciproco delle imposte può determinare una deformazione della volta tale da provocarne il crollo, specialmente in caso di volte sottili (meccanismi riscontrati ad esempio nei recenti eventi sismici dell'Italia Centrale).
In tali casi l'analisi sismica dell'arco può svolgersi analizzando gli effetti inerziali non tanto sulle masse dell'arco stesso (studio dell'arco indeformato sottoposto a forze orizzontali crescenti), ma piuttosto sulle strutture che lo sostengono con conseguenti possibili movimenti asincroni delle imposte, valutandone le conseguenze sulla stabilità dell'arco.

Peraltro, si deve osservare che la relazione fra il valore limite di spostamento delle imposte e l'accelerazione sismica in input, aspetto da considerare per poter attribuire all'arco un indicatore di rischio sismico, è di difficile valutazione. L'arco e le pareti murarie su cui esso si imposta sono nella realtà un organismo unitario; disaccoppiando il comportamento, occorrerà una comparazione fra spostamenti e sollecitazioni delle due strutture per accertare che la capacità calcolata studiando la struttura muraria dell'edificio sia compatibile con la capacità dell'arco.
Ad esempio, condotta un'analisi pushover si possono estrarre informazioni sullo stato di deformazione e di sollecitazione delle pareti su cui l'arco si imposta in corrispondenza del punto di funzionamento per SLV: la deformazione dovrà essere compatibile con il cedimento che l'arco può sostenere, mentre la sollecitazione (es. momento fuori piano) dovrà mostrare un margine di sicurezza tale da sostenere gli effetti ribaltanti prodotti dalla spinta dell'arco nella configurazione deformata.

E' ragionevole attendersi che i cedimenti sismici dovuti al comportamento elastoplastico dell'organismo murario, intesi come spostamenti delle imposte generati dal moto delle pareti su cui l'arco è costruito, siano di dimensioni contenute e quindi generalmente lontani dai valori limite, di ordine di grandezza inferiore rispetto a spostamenti di dimensioni più importanti che possono avere cause di altra natura (quali i cedimenti del terreno). Evidentemente, ogni caso deve essere analizzato in modo specifico.





La bibliografia di riferimento sui cedimenti negli archi costituiti da corpi rigidi è la seguente:

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Sul calcolo degli archi in muratura", Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze (http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf)

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri", Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)

S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: "Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports", Engineering Structures 173 (2018), 706-717.

ANALISI CON CERNIERE IN INPUT

In SAV è possibile definire sconnessioni in una, due o tre interfacce, in intradosso o estradosso, che qualificano l'assetto iniziale dell'arco. Attraverso le cerniere in input è quindi possibile interpretare stati di lesione, riducendo le iperstaticità della struttura. Le analisi statica e sismica seguono normalmente le procedure descritte in precedenza, ipotizzando fin dall'inizio dell'elaborazione che le bielle poste dal lato opposto rispetto alla cerniera introdotta siano disattivate. Inserendo 3 cerniere alterne l'arco viene ricondotto ad una configurazione isostatica. Cerniere che si formano nell'arco per effetto dell'equilibrio statico devono normalmente essere considerate anche ai fini dell'analisi per cedimenti, e in tal senso possono essere definite, in un apposito modello, come cerniere in input.

ANALISI SISMICA (SLV)

Per la descrizione del modello di calcolo e delle verifiche eseguite, si rimanda alla descrizione dell'Analisi Statica (EQU).
Per le azioni considerate in analisi sismica (componente sismica orizzontale ed eventuale componente sismica verticale), si rimanda a: 'Dati Progetto, Strutture, Carichi (CCE e CCC) - Azioni considerate in Analisi Sismica'.

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione orizzontale

Il moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale X viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ognuno dei due versi di riferimento (+X e -X) e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce il moltiplicatore di collasso della Volta.
In caso di combinazione direzionale, è possibile considerare una percentuale in direzione +/-Y trasversale al piano XZ dell'arco.
Qualora nelle analisi e nelle verifiche vengano considerati anche i piedritti, il moltiplicatore di collasso generale si riferisce al sistema arco+piedritti (+timpano, nel caso dei ponti).

Coefficienti di sicurezza: INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

L'**Indicatore di Rischio Sismico** ζ_E, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica della struttura. Per lo stato limite di riferimento (stato limite ultimo SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita), esso viene espresso in termini di P_{GA} al suolo, e, poiché l'analisi è stata condotta secondo la Normativa Italiana vigente ed in conformità al reticolo sismico di tale Normativa, l'indicatore viene espresso anche in termini di periodo di ritorno T_R.

La capacità della struttura in termini di P_{GA} ($P_{GA,CLV}$) o di T_R ($T_{R,CLV}$) indica l'accelerazione (o il corrispondente periodo di ritorno) sostenibili allo stato limite ultimo; la domanda in termini di PGA ($P_{GA,DLV}$) o di T_R ($T_{R,DLV}$) è l'input sismico.
ζ_E può essere definito pari al rapporto ($P_{GA,CLV}/P_{GA,DLV}$) o ($T_{R,CLV}/T_{R,DLV}$): i valori di ζ_E in termini di P_{GA} e di T_R non sono uguali data la non linearità del legame fra P_{GA} e T_R, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.
Ai fini del confronto con il valore obiettivo (target) previsto dal D.M. 17.1.2018 in relazione al tipo di intervento (§8.4), la Circ. 7 specifica in §C8.3 che il parametro di confronto per la definizione di ζ_E è a_g*S, ossia P_{GA} al suolo (SAV conduce la verifica di sicurezza effettuando tale confronto in termini di P_{GA}). Per il valore di P_{GA} in input, l'inclusione dell'effetto di suolo (fattore S) è la preimpostazione presentata da SAV all'atto di generazione di un nuovo modello.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento, ζ_E deve essere non inferiore a 0.80 o 1.00, secondo le caratteristiche dell'edificio e del tipo di intervento (D.M. 17.1.2018, §8.4.3); nel caso di miglioramento, il valore target di ζ_E si ottiene seguendo le indicazioni normative riportate in §8.4.2 e può identificarsi nel valore di 0.6 oppure in un aumento di 0.1 rispetto allo Stato precedente l'intervento.
In ogni caso, ζ_E caratterizza la capacità antisismica dell'edificio, e per uno Stato di Progetto a partire dallo Stato Attuale è possibile studiare interventi idonei per l'incremento di ζ_E.
Per i ponti esistenti in muratura, si considera che l'adeguamento sia soddisfatto per un valore target di ζ_E pari a 0.8 (§C8.8.7).

Il calcolo della capacità della struttura (in termini di P_{GA} ed eventualmente di T_R) allo Stato Limite Ultimo (Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV) viene condotto con riferimento all'Analisi Cinematica, o Analisi per Meccanismi di Collasso, secondo quanto riportato nella Normativa Italiana vigente, con contenuti illustrati in §C8.7.1.2.1. Calcolato il moltiplicatore di collasso α_0 attraverso l'elaborazione adottata dal software SAV, viene determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:
$a_0^* = \alpha_0\, g / (e^*F_C)$
da confrontarsi con l'accelerazione al suolo:

$a_1^* = a_g S / q$
e, in aggiunta, in caso di struttura posta ad una certa quota per la quale si è scelta l'ipotesi di struttura sottostante non rigida, con l'accelerazione assoluta alla quota di ubicazione della struttura esaminata (amplificata rispetto all'accelerazione al suolo):
$a_2^* = S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma / q$
In altri termini, a_1^* è la domanda in termini di accelerazione spettrale per una costruzione rigida o per una struttura voltata appoggiata a terra, mentre a_2^* è l'analoga per una costruzione deformabile dove la struttura voltata è posta ad una certa quota (nel caso di a_2^* si deve considerare un'accelerazione spettrale corrispondente all'amplificazione dell'accelerazione al suolo).
Il significato dei parametri utilizzati nelle formule indicate è il seguente:
$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dalla Norma di riferimento, in funzione del primo periodo T_1 di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, con Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
γ è il coefficiente di partecipazione modale;
q è il fattore di struttura, che viene assunto pari a 2.0 per l'arco e per i piedritti; il valore di q è invece in input per il timpano (presente nel caso di un ponte).
Deve aversi:
$a_0^* >= a^*$, con: $a^*=\max(a_1^*;a_2^*)$
Il rapporto fra a_0^* e a^* costituisce già un coefficiente di sicurezza; per determinare tuttavia la sicurezza in termini di ζ_E viene utilizzato un procedimento iterativo volto a definire il livello di input sismico in corrispondenza del quale vale l'uguaglianza $a_0^*=a^*$: si individua così $P_{GA,CLV}$ e conseguentemente ζ_E.
Il procedimento di calcolo viene ripetuto per ogni arco costituente la Volta e per ognuna delle due Combinazioni di Carico Sismiche (+X e -X); nel caso di Volta composta da più archi, il minimo indicatore di rischio fra tutti gli archi ideali determina il risultato finale.

Viene infine definita la capacità della struttura in termini di Vita Nominale (V_{NC}), identificata con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile $T_{R,CLV}$, mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento V_{RC} ($=V_{NC}*C_U$) la probabilità di superamento PV_R definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV. Per una valutazione del valore ottenuto per V_{NC} relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011, attuativa della Circ.26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali). Se risulta: $T_{R,CLV}$>=2475 anni, si potrà considerare un valore della vita nominale >= del limite V_{NC} riportato nei risultati (corrispondente a T_R=2475 anni: $V_{NC} >= 2475 * -\ln(1-PV_R) / C_U$).

Risultati dell'analisi:
Moltiplicatore di collasso α_0
Peso sismico totale P_{tot} = g * Massa totale = ΣP_i (kN)
Massa sismica totale = ΣP_i / g (kgm)
g * Massa partecipante = $gM^* = g * (\Sigma(P_i*\delta_i))^2 / \Sigma(P_i*\delta_i^2)$ (kN)
Massa partecipante $M^* = (\Sigma(P_i*\delta_i))^2 / (g * \Sigma(P_i*\delta_i^2))$ (kgm)
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot}$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* (* g) = α_0 g / (e* F_C)
$P_{GA,DLV}$: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = $f(T_R)$ secondo dati su Pericolosità Sismica
Accelerazione spettrale richiesta:
- per costruzione rigida o struttura voltata appoggiata a terra: a_1^*: a_g S / q
- per costruzione deformabile con struttura voltata posta a quota Z: a_2^*: $S_e(T_1)$ $\psi(Z)$ γ / q
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (max fra a_1^* e a_2^*))

$P_{GA,CLV}$: Capacità in termini di P_{GA} per SLV (P_{GA} t.c. $a_0^*=a^*$) (*g)
$T_{R,CLV}$: Capacità in termini di T_R per SLV (*g)

Indicatori di Rischio Sismico ζ_E:
- in termini di PGA: ($P_{GA,CLV}$ / $P_{GA,DLV}$): verifica soddisfatta se ζ_E non risulta inferiore al valore target;
- in termini di T_R: ($T_{R,CLV}$ / $T_{R,DLV}$).

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:
Coefficiente d'uso della costruzione C_U
Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N, Vita di Riferimento $V_R = V_R*C_U$
PV_R per SLV (definita in input)
Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $T_{R,CLV}$
Dalla relazione: $T_R = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $T_R=T_{R,CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}).

ANALISI STATICA EQU (SLU)
Risultati Analisi Limite e Verifiche di sicurezza

Analisi statica > Combinazione di Condizioni di Carico (CCC) 1 (di 1)

ARCO
Analisi statica > CCC 1 (di 1) [molt.coll. dell'arco: >> 1]

Verifica SODDISFATTA

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) SODDISFATTA

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) non eseguita

Verifica a Compressione della muratura SODDISFATTA
[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Verifica a Trazione dei rinforzi SODDISFATTA

Resistenze di progetto:
Resistenza a compressione di progetto della muratura fmd:
fmd = fm / γM / FC / γD = 0.699 N/mm², dove:
fm = 2.600 N/mm²
γM = 3.00
valore di progetto di FC: max[1.000, FC·γC] = 1.240, con: FC = 1.24, γC = 1.000
γD = 1.00

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

rinforzo in estradosso con composito

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Momento ultimo	dist.:intr.- asse	angolo di scorrim.	σ,compr.	f,md	zona reagente	larghezza composito
	(kN)				(kNm)		(cm)	(°)	(N/mm²)		(cm)	(cm)
1	9.73	0.44	-0.92	10.21	0.65	0.55	13.4	6.4	5.2	0.436	0.699	4.7	0
2	10.23	0.00	4.48	11.17	0.72	0.56	14.0	7.0	23.7	0.438	0.699	4.7	0
3	8.38	1.85	3.99	10.98	0.46	0.64	11.5	4.5	21.3	0.273	0.699	7.5	0
4	6.73	3.48	3.51	10.80	0.22	0.64	9.2	2.2	19.0	0.142	0.699	14.0	0
5	5.24	4.89	3.05	10.58	0.02	0.64	7.2	0.2	16.8	0.079	0.699	14.0	0
6	3.91	6.10	2.62	10.35	-0.15	-0.63	5.5	-1.5	14.7	0.117	0.699	14.0	0
7	2.77	7.12	2.20	10.13	-0.31	-0.62	3.9	-3.1	12.5	0.169	0.699	11.7	0
8	1.75	7.95	1.82	9.87	-0.44	-0.61	2.5	-4.5	10.6	0.259	0.699	7.5	0
9	0.92	8.62	1.46	9.65	-0.53	-0.52	1.4	-5.6	8.7	0.409	0.699	4.7	0
10	0.25	9.13	1.11	9.45	-0.62	-0.51	0.4	-6.6	6.7	0.402	0.699	4.7	0
11	-0.28	9.49	0.79	9.24	-0.68	-0.76	-0.4	-7.4	4.8	0.308	0.699	4.7	5
12	-0.67	9.71	0.48	9.05	-0.72	-0.75	-1.0	-8.0	2.8	0.304	0.699	4.7	5
13	-0.94	9.80	0.19	8.86	-0.75	-1.03	-1.5	-8.5	1.1	0.362	0.699	4.7	10
14	-1.12	9.78	-0.05	8.66	-0.76	-1.02	-1.8	-8.8	0.3	0.357	0.699	4.7	10
15	-1.19	9.63	-0.29	8.44	-0.76	-1.01	-2.0	-9.0	1.7	0.351	0.699	4.7	10
16	-1.17	9.40	-0.48	8.24	-0.74	-1.00	-2.0	-9.0	2.9	0.345	0.699	4.7	10
17	-1.06	9.08	-0.67	8.05	-0.71	-0.99	-1.9	-8.9	4.2	0.340	0.699	4.7	10
18	-0.88	8.68	-0.83	7.84	-0.67	-0.69	-1.6	-8.6	5.5	0.271	0.699	4.7	5
19	-0.67	8.24	-0.95	7.63	-0.62	-0.68	-1.2	-8.2	6.6	0.265	0.699	4.7	5
20	-0.38	7.74	-1.07	7.44	-0.57	-0.67	-0.7	-7.7	7.9	0.259	0.699	4.7	5
21	-0.06	7.20	-1.15	7.23	-0.51	-0.65	-0.1	-7.1	9.1	0.253	0.699	4.7	5
22	0.30	6.63	-1.21	7.03	-0.44	-0.38	0.6	-6.4	9.9	0.297	0.699	4.7	0
23	0.68	6.02	-1.23	6.81	-0.38	-0.36	1.4	-5.6	10.4	0.287	0.699	4.7	0
24	1.08	5.43	-1.25	6.63	-0.31	-0.43	2.3	-4.7	10.9	0.189	0.699	6.9	0
25	1.48	4.84	-1.26	6.44	-0.23	-0.41	3.3	-3.7	11.3	0.128	0.699	9.9	0
26	1.89	4.24	-1.23	6.25	-0.17	-0.40	4.3	-2.7	11.3	0.095	0.699	12.9	0
27	2.31	3.66	-1.21	6.09	-0.10	-0.39	5.4	-1.6	11.5	0.072	0.699	14.0	0
28	2.69	3.12	-1.15	5.92	-0.03	-0.38	6.5	-0.5	11.2	0.050	0.699	14.0	0
29	3.06	2.60	-1.08	5.76	0.03	0.37	7.6	0.6	10.8	0.051	0.699	14.0	0
30	3.41	2.11	-0.99	5.61	0.09	0.36	8.6	1.6	10.2	0.066	0.699	14.0	0
31	3.73	1.66	-0.90	5.46	0.15	0.36	9.7	2.7	9.5	0.084	0.699	12.9	0
32	4.03	1.26	-0.81	5.35	0.20	0.35	10.7	3.7	8.7	0.107	0.699	9.9	0
33	4.28	0.91	-0.70	5.24	0.23	0.34	11.5	4.5	7.7	0.138	0.699	7.5	0
34	4.51	0.61	-0.58	5.15	0.27	0.34	12.3	5.3	6.5	0.201	0.699	5.1	0
35	4.69	0.37	-0.46	5.08	0.30	0.28	13.0	6.0	5.2	0.217	0.699	4.7	0
36	4.82	0.19	-0.34	5.02	0.33	0.27	13.5	6.5	3.9	0.215	0.699	4.7	0
37	4.91	0.06	-0.22	4.97	0.34	0.27	13.8	6.8	2.5	0.213	0.699	4.7	0
38	4.96	0.00	-0.06	4.96	0.35	0.27	14.0	7.0	0.7	0.213	0.699	4.7	0
39	4.96	0.00	0.06	4.96	0.35	0.27	14.0	7.0	0.7	0.213	0.699	4.7	0
40	4.91	0.06	0.19	4.97	0.34	0.27	13.8	6.8	2.2	0.213	0.699	4.7	0
41	4.82	0.19	0.32	5.02	0.33	0.27	13.5	6.5	3.7	0.215	0.699	4.7	0
42	4.69	0.37	0.46	5.08	0.30	0.28	13.0	6.0	5.2	0.217	0.699	4.7	0
43	4.51	0.61	0.58	5.15	0.27	0.34	12.3	5.3	6.5	0.201	0.699	5.1	0
44	4.28	0.91	0.70	5.24	0.23	0.34	11.5	4.5	7.7	0.138	0.699	7.5	0
45	4.03	1.26	0.81	5.35	0.20	0.35	10.7	3.7	8.7	0.107	0.699	9.9	0
46	3.74	1.66	0.90	5.47	0.15	0.36	9.7	2.7	9.5	0.084	0.699	12.9	0
47	3.42	2.10	1.00	5.61	0.09	0.36	8.7	1.7	10.3	0.068	0.699	14.0	0
48	3.06	2.59	1.08	5.75	0.03	0.37	7.6	0.6	10.8	0.051	0.699	14.0	0
49	2.69	3.12	1.15	5.92	-0.03	-0.38	6.5	-0.5	11.2	0.050	0.699	14.0	0
50	2.30	3.65	1.19	6.07	-0.10	-0.39	5.4	-1.6	11.3	0.072	0.699	14.0	0
51	1.90	4.23	1.23	6.25	-0.17	-0.40	4.3	-2.7	11.3	0.095	0.699	12.9	0
52	1.49	4.83	1.26	6.44	-0.23	-0.41	3.3	-3.7	11.3	0.128	0.699	9.9	0
53	1.09	5.42	1.25	6.63	-0.31	-0.43	2.3	-4.7	10.9	0.189	0.699	6.9	0
54	0.69	6.01	1.23	6.81	-0.38	-0.36	1.4	-5.6	10.4	0.287	0.699	4.7	0
55	0.30	6.62	1.21	7.02	-0.44	-0.38	0.6	-6.4	9.9	0.297	0.699	4.7	0
56	-0.05	7.18	1.15	7.22	-0.51	-0.65	-0.1	-7.1	9.1	0.253	0.699	4.7	5
57	-0.37	7.73	1.07	7.44	-0.57	-0.67	-0.7	-7.7	7.9	0.259	0.699	4.7	5
58	-0.67	8.23	0.95	7.62	-0.62	-0.67	-1.2	-8.2	6.6	0.264	0.699	4.7	5
59	-0.88	8.67	0.84	7.84	-0.67	-0.69	-1.6	-8.6	5.5	0.270	0.699	4.7	5
60	-1.07	9.07	0.68	8.03	-0.71	-0.98	-1.9	-8.9	4.3	0.339	0.699	4.7	10

61	-1.18	9.40	0.49	8.23	-0.74	-1.00	-2.0	-9.0	3.0	0.345	0.699	4.7	10
62	-1.20	9.63	0.30	8.44	-0.76	-1.01	-2.0	-9.0	1.8	0.351	0.699	4.7	10
63	-1.13	9.77	0.06	8.64	-0.76	-1.02	-1.8	-8.8	0.4	0.356	0.699	4.7	10
64	-0.95	9.81	-0.18	8.86	-0.75	-1.03	-1.5	-8.5	1.1	0.362	0.699	4.7	10
65	-0.69	9.72	-0.47	9.04	-0.73	-0.75	-1.1	-8.1	2.8	0.303	0.699	4.7	5
66	-0.30	9.51	-0.77	9.24	-0.69	-0.76	-0.5	-7.5	4.6	0.308	0.699	4.7	5
67	0.23	9.15	-1.09	9.44	-0.63	-0.51	0.3	-6.7	6.6	0.402	0.699	4.7	0
68	0.89	8.65	-1.44	9.65	-0.54	-0.52	1.3	-5.7	8.6	0.409	0.699	4.7	0
69	1.71	7.99	-1.81	9.87	-0.44	-0.61	2.5	-4.5	10.6	0.259	0.699	7.5	0
70	2.70	7.16	-2.19	10.10	-0.32	-0.62	3.8	-3.2	12.5	0.173	0.699	11.4	0
71	3.85	6.15	-2.60	10.33	-0.16	-0.63	5.4	-1.6	14.6	0.120	0.699	14.0	0
72	5.16	4.95	-3.03	10.55	0.01	0.63	7.1	0.1	16.7	0.075	0.699	14.0	0
73	6.67	3.54	-3.49	10.79	0.21	0.64	9.1	2.1	18.9	0.139	0.699	14.0	0
74	8.31	1.92	-3.96	10.97	0.45	0.64	11.4	4.4	21.2	0.262	0.699	7.8	0
75	10.15	0.08	-4.45	11.16	0.71	0.56	13.9	6.9	23.5	0.438	0.699	4.7	0
76	9.62	0.55	0.92	10.21	0.63	0.55	13.2	6.2	5.2	0.436	0.699	4.7	0

Sforzi nella Catena #14 mm. (0 mm²)

N,Ed = -5.88, |N,Ed| < N,Rd = 403.32, Trazione disponibile (N,Rd-N,Ed) = 397.44 (kN)
σ (N/mm²) = 38.2 < 2620.0

Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	in dir.Z
Sinistra	-0.92	10.17	84.8	13.4	0.0
Destra	-0.92	10.17	84.8	13.2	0.0

ARCO

Analisi statica > CCC (al collasso dell'arco) 1 (di 1): molt.: >> 1

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

rinforzo in estradosso con composito

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio (kN)	Risult. (kN)	Momento (kNm)	Momento ultimo (kNm)	dist.:intr.- asse (cm)	angolo di scorrim. (°)	σ,compr. (N/mm²)	f,md (N/mm²)	zona reagente (cm)	larghezza composito (cm)
1	36.48	1.14	-2.83	37.73	2.48	1.90	13.6	6.6	4.3	0.699	0.699	4.7	0
2	38.41	0.00	18.98	42.84	2.69	1.93	14.0	7.0	26.3	0.699	0.699	4.7	0
3	30.79	8.13	17.09	42.51	1.60	1.64	11.1	4.1	23.7	0.699	0.699	5.7	0
4	24.11	15.39	15.19	42.32	0.59	1.65	8.5	1.5	21.0	0.464	0.699	14.0	0
5	18.00	21.79	13.31	41.96	-0.28	-1.65	6.3	-0.7	18.5	0.369	0.699	14.0	0
6	12.44	27.34	11.51	41.41	-1.03	-1.65	4.4	-2.6	16.1	0.603	0.699	13.2	0
7	7.83	32.07	9.69	41.06	-1.72	-1.98	2.7	-4.3	13.7	0.699	0.699	4.7	0
8	3.54	36.00	8.04	40.35	-2.25	-1.97	1.3	-5.7	11.5	0.699	0.699	4.7	0
9	0.14	39.18	6.39	39.84	-2.75	-1.96	0.0	-7.0	9.2	0.699	0.699	4.7	0
10	-2.58	41.62	4.79	39.33	-3.08	-3.11	-0.9	-7.9	6.6	0.699	0.699	10.8	45
11	-4.84	43.38	3.33	38.68	-3.39	-3.48	-1.8	-8.8	4.4	0.699	0.699	12.0	60
12	-6.49	44.50	1.95	38.06	-3.57	-3.58	-2.4	-9.4	2.5	0.699	0.699	12.3	65
13	-7.60	45.02	0.65	37.43	-3.67	-3.72	-2.8	-9.8	0.8	0.699	0.699	12.7	70
14	-8.36	45.00	-0.46	36.64	-3.74	-3.81	-3.2	-10.2	0.6	0.699	0.699	12.9	75
15	-8.64	44.46	-1.53	35.85	-3.73	-3.76	-3.4	-10.4	2.0	0.699	0.699	12.4	70
16	-8.50	43.50	-2.45	35.09	-3.64	-3.67	-3.4	-10.4	3.2	0.699	0.699	11.8	65
17	-7.94	42.09	-3.33	34.31	-3.52	-3.57	-3.3	-10.3	4.5	0.699	0.699	11.2	60
18	-7.03	40.34	-4.12	33.56	-3.33	-3.45	-3.0	-10.0	5.8	0.699	0.699	10.6	55
19	-6.04	38.38	-4.62	32.67	-3.10	-3.19	-2.6	-9.6	6.9	0.699	0.699	9.6	45
20	-4.59	36.10	-5.23	31.94	-2.84	-2.87	-2.0	-9.0	8.2	0.699	0.699	8.6	35
21	-3.07	33.63	-5.60	31.07	-2.57	-2.69	-1.4	-8.4	9.5	0.699	0.699	8.0	30
22	-1.39	31.03	-5.89	30.22	-2.28	-2.31	-0.7	-7.7	10.7	0.699	0.699	7.0	20
23	0.41	28.23	-5.96	29.25	-1.95	-1.51	0.2	-6.8	11.8	0.699	0.699	4.7	0
24	2.30	25.50	-6.08	28.46	-1.61	-1.47	1.2	-5.8	12.3	0.699	0.699	4.7	0
25	4.22	22.77	-6.13	27.68	-1.30	-1.44	2.2	-4.8	12.8	0.699	0.699	4.7	0
26	6.17	19.96	-5.97	26.80	-0.97	-1.34	3.3	-3.7	12.9	0.528	0.699	9.9	0
27	8.16	17.24	-5.92	26.08	-0.64	-1.32	4.5	-2.5	13.1	0.376	0.699	13.5	0
28	9.93	14.73	-5.59	25.29	-0.35	-1.29	5.6	-1.4	12.8	0.282	0.699	14.0	0
29	11.71	12.27	-5.24	24.55	-0.05	-1.27	6.8	-0.2	12.3	0.186	0.699	14.0	0
30	13.39	9.97	-4.84	23.86	0.23	1.24	8.0	1.0	11.7	0.238	0.699	14.0	0
31	14.93	7.87	-4.39	23.22	0.50	1.22	9.2	2.2	10.9	0.316	0.699	14.0	0
32	16.32	5.98	-3.91	22.64	0.71	1.21	10.2	3.2	9.9	0.391	0.699	11.4	0
33	17.55	4.33	-3.39	22.14	0.92	1.19	11.2	4.2	8.8	0.521	0.699	8.4	0
34	18.64	2.87	-2.86	21.70	1.10	1.16	12.1	5.1	7.6	0.699	0.699	4.7	0
35	19.49	1.75	-2.28	21.36	1.23	1.15	12.8	5.8	6.1	0.699	0.699	4.7	0
36	20.13	0.89	-1.69	21.09	1.35	1.14	13.4	6.4	4.6	0.699	0.699	4.7	0
37	20.56	0.31	-1.08	20.90	1.42	1.13	13.8	6.8	3.0	0.699	0.699	4.7	0
38	20.79	0.00	-0.29	20.79	1.46	1.13	14.0	7.0	0.8	0.699	0.699	4.7	0
39	20.79	0.00	0.33	20.79	1.46	1.13	14.0	7.0	0.9	0.699	0.699	4.7	0
40	20.56	0.30	0.92	20.88	1.42	1.13	13.8	6.8	2.5	0.699	0.699	4.7	0
41	20.12	0.88	1.53	21.06	1.34	1.14	13.4	6.4	4.2	0.699	0.699	4.7	0

42	19.50	1.74	2.32	21.37	1.25	1.15	12.9	5.9	6.2	0.699	0.699	4.7	0
43	18.65	2.87	2.90	21.71	1.10	1.16	12.1	5.1	7.7	0.699	0.699	4.7	0
44	17.56	4.31	3.42	22.14	0.92	1.19	11.2	4.2	8.9	0.521	0.699	8.4	0
45	16.34	5.96	3.95	22.65	0.74	1.21	10.3	3.3	10.0	0.402	0.699	11.1	0
46	14.95	7.84	4.44	23.22	0.50	1.22	9.2	2.2	11.0	0.316	0.699	14.0	0
47	13.41	9.94	4.88	23.85	0.23	1.24	8.0	1.0	11.8	0.238	0.699	14.0	0
48	11.74	12.24	5.29	24.56	-0.02	-1.27	6.9	-0.1	12.4	0.179	0.699	14.0	0
49	9.96	14.71	5.64	25.31	-0.32	-1.29	5.7	-1.3	12.9	0.274	0.699	14.0	0
50	8.11	17.21	5.78	25.97	-0.63	-1.31	4.5	-2.5	12.9	0.375	0.699	13.5	0
51	6.19	19.94	6.02	26.81	-0.97	-1.34	3.3	-3.7	13.0	0.528	0.699	9.9	0
52	4.25	22.74	6.18	27.69	-1.30	-1.44	2.2	-4.8	12.9	0.699	0.699	4.7	0
53	2.32	25.47	6.13	28.46	-1.61	-1.47	1.2	-5.8	12.4	0.699	0.699	4.7	0
54	0.43	28.20	6.01	29.25	-1.95	-1.51	0.2	-6.8	11.9	0.699	0.699	4.7	0
55	-1.37	31.01	5.94	30.23	-2.25	-2.31	-0.6	-7.6	10.8	0.699	0.699	7.0	20
56	-3.06	33.62	5.66	31.08	-2.57	-2.69	-1.4	-8.4	9.6	0.699	0.699	8.0	30
57	-4.59	36.10	5.29	31.95	-2.84	-2.87	-2.0	-9.0	8.3	0.699	0.699	8.6	35
58	-6.05	38.39	4.68	32.68	-3.10	-3.19	-2.6	-9.6	7.0	0.699	0.699	9.6	45
59	-7.05	40.36	4.18	33.57	-3.33	-3.45	-3.0	-10.0	5.9	0.699	0.699	10.6	55
60	-7.98	42.14	3.40	34.33	-3.52	-3.57	-3.3	-10.3	4.6	0.699	0.699	11.2	60
61	-8.57	43.57	2.52	35.09	-3.64	-3.67	-3.4	-10.4	3.3	0.699	0.699	11.8	65
62	-8.73	44.55	1.60	35.86	-3.73	-3.76	-3.4	-10.4	2.1	0.699	0.699	12.4	70
63	-8.47	45.11	0.53	36.64	-3.74	-3.81	-3.2	-10.2	0.7	0.699	0.699	12.9	75
64	-7.73	45.16	-0.57	37.43	-3.71	-3.71	-2.9	-9.9	0.7	0.699	0.699	12.7	70
65	-6.65	44.66	-1.87	38.06	-3.57	-3.58	-2.4	-9.4	2.4	0.699	0.699	12.3	65
66	-5.02	43.58	-3.25	38.70	-3.39	-3.47	-1.8	-8.8	4.3	0.699	0.699	12.0	60
67	-2.79	41.85	-4.71	39.34	-3.12	-3.23	-1.0	-8.0	6.4	0.699	0.699	11.2	50
68	-0.10	39.44	-6.31	39.84	-2.75	-2.84	0.0	-7.0	9.1	0.699	0.699	10.0	35
69	3.26	36.30	-7.96	40.35	-2.29	-1.97	1.2	-5.8	11.4	0.699	0.699	4.7	0
70	7.33	32.40	-9.66	40.89	-1.75	-1.98	2.6	-4.4	13.7	0.699	0.699	4.7	0
71	12.11	27.71	-11.42	41.43	-1.08	-1.65	4.3	-2.7	16.0	0.617	0.699	12.9	0
72	17.44	22.19	-13.27	41.79	-0.32	-1.65	6.2	-0.8	18.5	0.380	0.699	14.0	0
73	23.71	15.83	-15.10	42.33	0.55	1.65	8.4	1.4	20.9	0.452	0.699	14.0	0
74	30.35	8.60	-17.01	42.50	1.52	1.64	10.9	3.9	23.6	0.699	0.699	5.8	0
75	37.94	0.51	-18.90	42.84	2.61	1.93	13.8	6.8	26.2	0.699	0.699	4.7	0
76	35.91	1.72	2.83	37.74	2.41	1.90	13.4	6.4	4.3	0.699	0.699	4.7	0

Sforzi nella Catena #14 mm. (154 mm²)

N,Ed = -23.61, |N,Ed| < N,Rd = 403.32, Trazione disponibile (N,Rd-N,Ed) = 379.71 (kN)
σ (N/mm²) = 153.3 < 2620.0

Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	in dir.Z
Sinistra	-2.83	37.62	85.7	13.6	0.0
Destra	-2.83	37.63	85.7	13.4	0.0

Non sono state richieste Verifiche nei Piedritti

ANALISI STATICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Combinazione di Condizioni di Carico 1 (di 1)
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Compressione della muratura: >> 1
Trazione dei rinforzi: >> 1

Moltiplicatore di collasso minimo del Sistema Voltato in direzione verticale:
>> 1

ANALISI SISMICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO, CAPACITA' E INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.
Se TR>2475 si pone TR=2475. Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard ag(30), ag(50) e ag(75), effettuata con la funzione di potenza: ag(TR)=k·TR^α.
Per il sito in esame risulta: k = 0.010208123, α = 0.435299057
Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLV: (2475/TR,DLV)=3.476

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Arco
Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Compressione della muratura: 1.039
Trazione dei rinforzi: 1.008

Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Compressione della muratura: 1.035
Trazione dei rinforzi: 1.000

Moltiplicatore di collasso del Sistema Voltato in direzione orizzontale:
(= minimo fra i versi sismici) **1.000**

CAPACITA' IN TERMINI ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV

Metodo di analisi: Analisi cinematica (meccanismi di collasso) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Arco

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.24
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a,g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (·g) = 0.161
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.462
Primo periodo di vibrazione della struttura T1 (sec) = 0.114
Spettro elastico Se(T1) (·g) = 0.493
Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo
tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 14.30
Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 16.20
Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H$ = 0.883
Coefficiente di partecipazione modale: γ = 1.200
Smorzamento viscoso ξ del sistema voltato (%) = 5 da cui: η = 1.000
Fattore di comportamento: in direzione orizzontale: q = 2.00
in direzione verticale: q = 1.50

Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X

Moltiplicatore di collasso α,0 = 1.008
Peso sismico totale P,tot = g · Massa totale = ΣPi (kN) = 16.57
Massa sismica totale = ΣPi/g (k·kgm) = 1.69
g · Massa partecipante = gM* = g · (Σ(Pi·δ,i))² / Σ(Pi·δ,i²) (kN) = 16.57
Massa partecipante M* = (Σ(Pi·δ,i))² / (g · Σ(Pi·δ,i²)) (k·kgm) = 1.69
Frazione di massa partecipante e* = gM*/Ptot = 1.000
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a,0* (·g) = α,0 g / (e*·FC) = 0.813
Domanda in termini di PGA (=a,g·S) per SLV (·g) [f(TR) secondo dati su Pericolosita Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.235
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (·g): a*,1: a,g·S/q = 0.118
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (·g) = 0.118

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (·g) = 0.319
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (·g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se ζ,E >= 0.800):
- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.355
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 3.476
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^0.41: 1.667

Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X

Moltiplicatore di collasso α,0 = 1.000
Peso sismico totale P,tot = g · Massa totale = ΣPi (kN) = 16.57
Massa sismica totale = ΣPi/g (k·kgm) = 1.69
g · Massa partecipante = gM* = g · (Σ(Pi·δ,i))² / Σ(Pi·δ,i²) (kN) = 16.57
Massa partecipante M* = (Σ(Pi·δ,i))² / (g · Σ(Pi·δ,i²)) (k·kgm) = 1.69
Frazione di massa partecipante e* = gM*/Ptot = 1.000
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a,0* (·g) = α,0 g / (e*·FC) = 0.806
Domanda in termini di PGA (=a,g·S) per SLV (·g) [f(TR) secondo dati su Pericolosita Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.235
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (·g): a*,1: a,g·S/q = 0.118
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (·g) = 0.118

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (·g) = 0.319
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (·g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se ζ,E >= 0.800):
- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.355
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 3.476
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^0.41: 1.667

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE

Elementi strutturali costitutivi:
- Arco

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (·g)
Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X: 0.319
Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X: 0.319
In definitiva: 0.319

Capacità in termini di TR: TR,CLV (·g)
Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X: >=2475
Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X: >=2475
In definitiva: 2475

Capacità in termini di Vita Nominale
Coefficiente d'uso della costruzione(§2.4.2, 2.4.3) CU: 1.5
Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR · CU: 75 anni
PVR per SLV (definita in input): 10 %
Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 2475 anni
Dalla relazione: TR = -VR / ln(1-PVR), ponendo TR=TRCLV e assumendo PVR per SLV definita in input,
seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):
VRC = 260.8 anni, VNC = 173.8 anni

ANALISI SISMICA SLV (SLU): In direzione longitudinale X
Risultati Analisi Limite e Verifiche di sicurezza

Analisi sismica > Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X

ARCO
Analisi sismica > CCS + X: molt.= 0.280 [molt.coll. dell'arco: 1.008]

Verifica SODDISFATTA

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) SODDISFATTA

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) non eseguita

Verifica a Compressione della muratura SODDISFATTA
[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Verifica a Trazione dei rinforzi SODDISFATTA

Resistenze di progetto:
Resistenza a compressione di progetto della muratura fmd:
fmd = fm / γM / FC / γD = 1.048 N/mm², dove:
fm = 2.600 N/mm²
γM = 2.00
valore di progetto di FC: max[1.000, FC·γC] = 1.240, con: FC = 1.24, γC = 1.000
γD = 1.00

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

rinforzo in estradosso con composito

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Momento ultimo	dist.:intr.- asse	angolo di scorrim.	σ,compr.	f,md	zona reagente	larghezza composito
	(kN)				(kNm)		(cm)	(°)	(N/mm²)		(cm)	(cm)
1	-3.46	10.92	-4.54	8.73	-1.01	-1.25	-6.5	-13.5	22.6	0.388	1.048	4.7	15
2	-1.59	8.94	0.94	7.41	-0.74	-0.95	-3.0	-10.0	6.0	0.322	1.048	4.7	10
3	-2.03	9.23	0.65	7.23	-0.78	-0.95	-3.9	-10.9	4.0	0.318	1.048	4.7	10
4	-2.37	9.39	0.38	7.03	-0.82	-0.94	-4.7	-11.7	2.3	0.313	1.048	4.7	10
5	-2.62	9.44	0.14	6.82	-0.85	-0.93	-5.4	-12.4	0.9	0.308	1.048	4.7	10
6	-2.80	9.40	-0.06	6.60	-0.85	-0.91	-5.9	-12.9	0.4	0.302	1.048	4.7	10
7	-2.88	9.27	-0.25	6.39	-0.85	-0.91	-6.3	-13.3	1.5	0.297	1.048	4.7	10
8	-2.92	9.06	-0.40	6.15	-0.84	-0.89	-6.7	-13.7	2.5	0.290	1.048	4.7	10
9	-2.86	8.79	-0.54	5.95	-0.82	-0.88	-6.8	-13.8	3.5	0.284	1.048	4.7	10
10	-2.73	8.46	-0.68	5.77	-0.79	-0.87	-6.7	-13.7	4.6	0.279	1.048	4.7	10
11	-2.54	8.08	-0.79	5.60	-0.74	-0.86	-6.4	-13.4	5.6	0.274	1.048	4.7	10
12	-2.30	7.65	-0.90	5.43	-0.70	-0.85	-6.0	-13.0	6.7	0.269	1.048	4.7	10
13	-2.00	7.18	-1.00	5.28	-0.64	-0.84	-5.4	-12.4	7.9	0.264	1.048	4.7	10
14	-1.68	6.68	-1.06	5.11	-0.59	-0.83	-4.7	-11.7	9.0	0.260	1.048	4.7	10
15	-1.32	6.13	-1.11	4.94	-0.52	-0.53	-3.8	-10.8	10.3	0.191	1.048	4.7	5
16	-0.96	5.60	-1.14	4.78	-0.46	-0.53	-2.9	-9.9	11.5	0.187	1.048	4.7	5
17	-0.57	5.04	-1.16	4.62	-0.39	-0.52	-1.8	-8.8	13.0	0.182	1.048	4.7	5
18	-0.16	4.48	-1.16	4.47	-0.32	-0.51	-0.5	-7.5	14.5	0.178	1.048	4.7	5
19	0.21	3.95	-1.14	4.31	-0.26	-0.23	0.7	-6.3	15.3	0.178	1.048	4.7	0
20	0.61	3.41	-1.11	4.17	-0.20	-0.27	2.1	-4.9	15.4	0.128	1.048	6.3	0
21	0.99	2.90	-1.07	4.03	-0.13	-0.27	3.6	-3.4	15.4	0.072	1.048	10.8	0
22	1.35	2.42	-1.01	3.90	-0.08	-0.26	5.0	-2.0	15.0	0.050	1.048	14.0	0
23	1.69	1.96	-0.93	3.77	-0.02	-0.25	6.5	-0.5	14.3	0.032	1.048	14.0	0
24	2.01	1.55	-0.85	3.66	0.03	0.24	7.9	0.9	13.4	0.035	1.048	14.0	0
25	2.29	1.18	-0.77	3.55	0.08	0.24	9.2	2.2	12.5	0.048	1.048	14.0	0
26	2.55	0.84	-0.66	3.45	0.12	0.23	10.5	3.5	11.0	0.065	1.048	10.5	0
27	2.76	0.56	-0.57	3.37	0.15	0.23	11.6	4.6	9.7	0.092	1.048	7.2	0
28	2.94	0.34	-0.45	3.31	0.18	0.18	12.5	5.5	7.8	0.141	1.048	4.7	0
29	3.07	0.17	-0.33	3.26	0.20	0.18	13.3	6.3	5.8	0.139	1.048	4.7	0
30	3.16	0.06	-0.21	3.23	0.22	0.18	13.7	6.7	3.7	0.138	1.048	4.7	0

31	3.21	0.00	-0.08	3.21	0.22	0.17	14.0	7.0	1.4	0.138	1.048	4.7	0
32	3.21	0.00	0.04	3.21	0.22	0.17	14.0	7.0	0.7	0.138	1.048	4.7	0
33	3.17	0.06	0.17	3.23	0.22	0.18	13.7	6.7	3.0	0.138	1.048	4.7	0
34	3.08	0.18	0.29	3.27	0.20	0.18	13.2	6.2	5.1	0.140	1.048	4.7	0
35	2.95	0.36	0.41	3.34	0.18	0.18	12.5	5.5	7.1	0.142	1.048	4.7	0
36	2.77	0.59	0.53	3.40	0.15	0.23	11.5	4.5	9.0	0.090	1.048	7.5	0
37	2.55	0.88	0.65	3.49	0.12	0.23	10.4	3.4	10.7	0.064	1.048	10.8	0
38	2.28	1.24	0.77	3.60	0.07	0.24	9.1	2.1	12.3	0.048	1.048	14.0	0
39	1.98	1.63	0.88	3.72	0.03	0.25	7.7	0.7	13.7	0.034	1.048	14.0	0
40	1.63	2.09	0.98	3.85	-0.03	-0.25	6.1	-0.9	14.8	0.037	1.048	14.0	0
41	1.26	2.58	1.07	3.99	-0.09	-0.26	4.6	-2.4	15.6	0.056	1.048	13.8	0
42	0.86	3.11	1.17	4.14	-0.16	-0.27	3.0	-4.0	16.4	0.088	1.048	9.0	0
43	0.43	3.68	1.24	4.29	-0.23	-0.22	1.5	-5.5	16.8	0.176	1.048	4.7	0
44	-0.04	4.31	1.31	4.47	-0.30	-0.51	-0.1	-7.1	16.9	0.177	1.048	4.7	5
45	-0.52	4.95	1.37	4.64	-0.38	-0.51	-1.6	-8.6	15.5	0.181	1.048	4.7	5
46	-1.02	5.62	1.41	4.81	-0.46	-0.53	-3.1	-10.1	14.1	0.186	1.048	4.7	5
47	-1.52	6.30	1.44	4.99	-0.55	-0.82	-4.5	-11.5	12.9	0.254	1.048	4.7	10
48	-2.03	7.00	1.46	5.18	-0.63	-0.83	-5.7	-12.7	11.8	0.259	1.048	4.7	10
49	-2.55	7.72	1.46	5.37	-0.72	-0.84	-6.9	-13.9	10.7	0.264	1.048	4.7	10
50	-3.04	8.40	1.45	5.55	-0.80	-0.85	-7.9	-14.9	9.8	0.269	1.048	4.7	10
51	-3.53	9.12	1.42	5.77	-0.88	-1.15	-8.8	-15.8	8.9	0.339	1.048	4.7	15
52	-4.01	9.81	1.37	5.96	-0.97	-1.16	-9.7	-16.7	8.0	0.344	1.048	4.7	15
53	-4.45	10.47	1.31	6.16	-1.04	-1.17	-10.3	-17.3	7.1	0.350	1.048	4.7	15
54	-4.86	11.09	1.22	6.35	-1.12	-1.19	-10.9	-17.9	6.3	0.356	1.048	4.7	15
55	-5.24	11.70	1.12	6.56	-1.19	-1.20	-11.4	-18.4	5.5	0.362	1.048	4.7	15
56	-5.56	12.24	0.99	6.75	-1.25	-1.50	-11.7	-18.7	4.6	0.431	1.048	4.7	20
57	-5.82	12.73	0.85	6.96	-1.30	-1.51	-11.8	-18.8	3.8	0.437	1.048	4.7	20
58	-6.02	13.14	0.67	7.15	-1.34	-1.52	-11.8	-18.8	2.9	0.443	1.048	4.7	20
59	-6.13	13.46	0.50	7.35	-1.37	-1.53	-11.7	-18.7	2.1	0.448	1.048	4.7	20
60	-6.17	13.71	0.28	7.55	-1.39	-1.54	-11.5	-18.5	1.2	0.454	1.048	4.7	20
61	-6.12	13.86	0.04	7.74	-1.40	-1.55	-11.1	-18.1	0.2	0.459	1.048	4.7	20
62	-5.97	13.89	-0.21	7.92	-1.39	-1.56	-10.6	-17.6	0.9	0.464	1.048	4.7	20
63	-5.69	13.81	-0.50	8.14	-1.36	-1.57	-9.8	-16.8	2.1	0.469	1.048	4.7	20
64	-5.31	13.60	-0.79	8.33	-1.33	-1.58	-9.0	-16.0	3.3	0.474	1.048	4.7	20
65	-4.81	13.24	-1.12	8.50	-1.26	-1.30	-8.0	-15.0	4.8	0.414	1.048	4.7	15
66	-4.17	12.74	-1.46	8.69	-1.18	-1.31	-6.8	-13.8	6.5	0.418	1.048	4.7	15
67	-3.38	12.08	-1.82	8.89	-1.08	-1.31	-5.4	-12.4	8.6	0.421	1.048	4.7	15
68	-2.43	11.26	-2.20	9.10	-0.96	-1.03	-3.9	-10.9	11.1	0.361	1.048	4.7	10
69	-1.31	10.26	-2.60	9.32	-0.81	-1.04	-2.0	-9.0	14.2	0.365	1.048	4.7	10
70	0.00	9.08	-3.02	9.57	-0.64	-0.49	0.0	-7.0	18.4	0.389	1.048	4.7	0
71	1.48	7.69	-3.46	9.80	-0.43	-0.60	2.3	-4.7	20.7	0.266	1.048	6.9	0
72	3.14	6.10	-3.92	10.04	-0.20	-0.61	4.8	-2.2	23.0	0.128	1.048	14.0	0
73	5.00	4.29	-4.40	10.28	0.05	0.61	7.5	0.5	25.3	0.081	1.048	14.0	0
74	7.02	2.26	-4.89	10.49	0.33	0.61	10.6	3.6	27.8	0.182	1.048	10.2	0
75	9.22	0.00	-5.39	10.68	0.65	0.50	14.0	7.0	30.3	0.395	1.048	4.7	0
76	9.11	0.00	-0.10	9.11	0.64	0.50	14.0	7.0	0.6	0.390	1.048	4.7	0

Sforzi nella Catena #14 mm. (O mm²)

N,Ed = -5.78, |N,Ed| < N,Rd = 403.32, Trazione disponibile (N,Rd-N,Ed) = 397.54 (kN)
σ (N/mm²) = 37.6 < 2620.0

Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	in dir.Z
Sinistra	-4.54	7.46	58.7	-6.5	0.0
Destra	0.10	9.11	89.4	14.0	0.0

ARCO

Analisi sismica > CCS + X (al collasso dell'arco): molt.= 1.008

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

rinforzo in estradosso con composito

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio (kN)	Risult. (kN)	Momento (kNm)	Momento ultimo (kNm)	dist.:intr.- asse (cm)		angolo di scorrim. (°)	σ,compr. (N/mm²)	f,md (N/mm²)	zona reagente (cm)	larghezza composito (cm)
1	-37.74	43.23	-16.79	17.66	-5.67	-5.68	-96.2	-103.2	21.2	1.048	1.048	6.3	100
2	-31.02	36.10	-5.41	7.42	-4.70	-4.84	-85.5	-92.5	8.5	1.048	1.048	5.2	80
3	-28.94	33.57	-5.44	7.14	-4.38	-4.54	-87.5	-94.5	9.2	1.048	1.048	4.8	75
4	-26.87	31.04	-5.42	6.84	-4.05	-4.26	-90.2	-97.2	9.9	0.998	1.048	4.7	70
5	-24.82	28.55	-5.34	6.51	-3.74	-3.95	-93.2	-100.2	10.6	0.923	1.048	4.7	65
6	-22.83	26.11	-5.22	6.16	-3.42	-3.63	-97.4	-104.4	11.3	0.847	1.048	4.7	60
7	-20.87	23.74	-5.08	5.83	-3.12	-3.32	-101.8	-108.8	12.1	0.773	1.048	4.7	55
8	-19.00	21.46	-4.88	5.46	-2.83	-3.01	-108.1	-115.1	12.8	0.699	1.048	4.7	50
9	-17.17	19.28	-4.68	5.13	-2.55	-2.71	-113.9	-120.9	13.6	0.626	1.048	4.7	45
10	-15.41	17.19	-4.49	4.83	-2.28	-2.40	-121.2	-128.2	14.6	0.554	1.048	4.7	40
11	-13.72	15.21	-4.29	4.54	-2.02	-2.10	-128.9	-135.9	15.8	0.483	1.048	4.7	35

12	-12.10	13.33	-4.09	4.27	-1.78	-1.80	-137.7	-144.7	17.1	0.413	1.048	4.7	30
13	-10.56	11.54	-3.88	4.00	-1.55	-1.78	-150.9	-157.9	18.6	0.406	1.048	4.7	30
14	-9.11	9.87	-3.63	3.71	-1.33	-1.48	-167.8	-174.8	20.2	0.337	1.048	4.7	25
15	-7.70	8.26	-3.36	3.41	-1.12	-1.18	-192.5	-199.5	22.1	0.268	1.048	4.7	20
16	-6.45	6.85	-3.10	3.13	-0.93	-1.18	-225.8	-232.8	24.3	0.264	1.048	4.7	20
17	-5.26	5.51	-2.82	2.83	-0.75	-0.88	-294.6	-301.6	27.1	0.197	1.048	4.7	15
18	-4.18	4.31	-2.53	2.53	-0.59	-0.87	-450.2	-457.2	30.4	0.193	1.048	4.7	15
19	-3.26	3.30	-2.23	2.23	-0.46	-0.58	-1141.0	-1148.0	34.0	0.128	1.048	4.7	10
20	-2.42	2.39	-1.94	1.94	0.00	0.28	1129.3	1122.3	39.1	0.062	1.048	4.7	5
21	-1.69	1.63	-1.63	1.63	0.00	0.29	394.3	387.3	45.0	0.062	1.048	4.7	5
22	-1.09	1.02	-1.32	1.32	0.00	0.28	218.0	211.0	52.3	0.061	1.048	4.7	5
23	-0.60	0.54	-0.98	0.98	0.00	0.29	140.0	133.0	61.1	0.062	1.048	4.7	5
24	-0.24	0.22	-0.68	0.68	0.00	0.29	168.0	161.0	72.1	0.063	1.048	4.7	5
25	0.00	0.04	-0.39	0.39	-0.00	-0.00	0.0	-7.0	84.1	0.002	1.048	4.7	0
26	0.13	0.00	-0.07	0.15	0.01	0.01	14.0	7.0	28.3	0.006	1.048	4.7	0
27	0.14	0.10	0.22	0.33	0.00	0.02	8.2	1.2	42.5	0.003	1.048	14.0	0
28	0.04	0.33	0.51	0.63	-0.02	-0.02	1.5	-5.5	54.0	0.016	1.048	4.7	0
29	-0.17	0.71	0.79	0.96	-0.06	-0.32	-4.4	-11.4	48.1	0.078	1.048	4.7	5
30	-0.49	1.21	1.07	1.29	-0.12	-0.32	-9.5	-16.5	41.5	0.082	1.048	4.7	5
31	-0.90	1.83	1.33	1.62	-0.19	-0.34	-13.5	-20.5	36.0	0.088	1.048	4.7	5
32	-1.42	2.56	1.57	1.94	-0.28	-0.35	-17.4	-24.4	31.5	0.094	1.048	4.7	5
33	-2.02	3.41	1.81	2.28	-0.38	-0.65	-20.3	-27.3	28.0	0.164	1.048	4.7	10
34	-2.74	4.39	2.03	2.62	-0.50	-0.66	-23.2	-30.2	24.8	0.170	1.048	4.7	10
35	-3.50	5.43	2.23	2.95	-0.63	-0.68	-25.4	-32.4	22.3	0.178	1.048	4.7	10
36	-4.34	6.56	2.41	3.28	-0.76	-0.98	-27.4	-34.4	20.2	0.249	1.048	4.7	15
37	-5.24	7.76	2.57	3.60	-0.91	-0.99	-29.1	-36.1	18.3	0.257	1.048	4.7	15
38	-6.23	9.09	2.73	3.95	-1.07	-1.30	-30.5	-37.5	16.7	0.330	1.048	4.7	20
39	-7.24	10.43	2.86	4.28	-1.24	-1.32	-31.8	-38.8	15.3	0.338	1.048	4.7	20
40	-8.34	11.88	2.96	4.61	-1.42	-1.63	-33.0	-40.0	14.0	0.411	1.048	4.7	25
41	-9.42	13.33	3.04	4.95	-1.59	-1.64	-33.7	-40.7	12.8	0.421	1.048	4.7	25
42	-10.52	14.81	3.11	5.30	-1.77	-1.95	-34.3	-41.3	11.9	0.494	1.048	4.7	30
43	-11.65	16.31	3.15	5.62	-1.96	-1.97	-35.0	-42.0	10.9	0.504	1.048	4.7	30
44	-12.83	17.89	3.16	5.97	-2.15	-2.28	-35.5	-42.5	10.0	0.578	1.048	4.7	35
45	-13.97	19.42	3.15	6.29	-2.34	-2.59	-35.9	-42.9	9.2	0.652	1.048	4.7	40
46	-15.09	20.94	3.11	6.63	-2.52	-2.61	-36.1	-43.1	8.4	0.662	1.048	4.7	40
47	-16.19	22.44	3.04	6.95	-2.71	-2.92	-36.3	-43.3	7.7	0.736	1.048	4.7	45
48	-17.25	23.92	2.95	7.29	-2.88	-2.94	-36.2	-43.2	7.0	0.747	1.048	4.7	45
49	-18.27	25.35	2.82	7.62	-3.05	-3.25	-36.1	-43.1	6.3	0.822	1.048	4.7	50
50	-19.20	26.67	2.67	7.93	-3.21	-3.27	-36.0	-43.0	5.7	0.832	1.048	4.7	50
51	-20.10	27.98	2.49	8.26	-3.36	-3.58	-35.7	-42.7	5.1	0.906	1.048	4.7	55
52	-20.91	29.20	2.27	8.60	-3.51	-3.60	-35.3	-42.3	4.4	0.917	1.048	4.7	55
53	-21.61	30.28	2.03	8.90	-3.63	-3.91	-34.9	-41.9	3.8	0.991	1.048	4.7	60
54	-22.21	31.25	1.75	9.21	-3.74	-3.93	-34.4	-41.4	3.2	1.001	1.048	4.7	60
55	-22.69	32.13	1.43	9.55	-3.84	-3.95	-33.7	-40.7	2.5	1.011	1.048	4.7	60
56	-23.03	32.82	1.09	9.85	-3.91	-3.96	-32.9	-39.9	1.9	1.020	1.048	4.7	60
57	-23.22	33.36	0.72	10.17	-3.96	-3.98	-32.1	-39.1	1.2	1.030	1.048	4.7	60
58	-23.26	33.72	0.31	10.46	-3.99	-4.04	-31.1	-38.1	0.5	1.048	1.048	4.7	60
59	-23.12	33.89	-0.12	10.77	-4.00	-4.02	-30.1	-37.1	0.2	1.048	1.048	4.7	60
60	-22.81	33.85	-0.59	11.06	-3.96	-4.00	-28.9	-35.9	1.0	1.048	1.048	4.7	60
61	-22.29	33.59	-1.10	11.35	-3.91	-4.07	-27.6	-34.6	1.9	1.048	1.048	4.8	60
62	-21.58	33.11	-1.62	11.64	-3.83	-4.05	-26.2	-33.2	2.8	1.048	1.048	4.8	60
63	-20.62	32.35	-2.19	11.93	-3.71	-3.78	-24.6	-31.6	3.9	1.009	1.048	4.7	55
64	-19.46	31.37	-2.77	12.23	-3.56	-3.79	-22.9	-29.9	5.0	1.014	1.048	4.7	55
65	-18.08	30.11	-3.37	12.49	-3.37	-3.50	-21.0	-28.0	6.4	0.953	1.048	4.7	50
66	-16.44	28.57	-4.00	12.77	-3.15	-3.22	-19.0	-26.0	8.0	0.893	1.048	4.7	45
67	-14.53	26.74	-4.65	13.07	-2.89	-2.93	-16.7	-23.7	9.9	0.831	1.048	4.7	40
68	-12.35	24.60	-5.34	13.36	-2.58	-2.65	-14.1	-21.1	12.2	0.769	1.048	4.7	35
69	-9.86	22.14	-6.05	13.69	-2.24	-2.36	-11.2	-18.2	15.3	0.707	1.048	4.7	30
70	-7.06	19.35	-6.80	14.05	-1.84	-2.07	-8.0	-15.0	19.4	0.644	1.048	4.7	25
71	-3.96	16.20	-7.57	14.39	-1.41	-1.49	-4.5	-11.5	25.0	0.515	1.048	4.7	15
72	-0.56	12.70	-8.34	14.73	-0.92	-1.20	-0.6	-7.6	33.3	0.449	1.048	4.7	10
73	3.16	8.83	-9.13	15.07	-0.40	-0.77	3.7	-3.3	37.3	0.216	1.048	11.1	0
74	7.16	4.59	-9.90	15.36	0.18	0.76	8.5	1.5	40.1	0.138	1.048	14.0	0
75	11.46	0.00	-10.66	15.65	0.80	0.62	14.0	7.0	42.9	0.491	1.048	4.7	0
76	11.08	0.00	0.09	11.08	0.78	0.60	14.0	7.0	0.5	0.475	1.048	4.7	0

Sforzi nella Catena #14 mm. (154 mm²)

N,Ed = -11.47, |N,Ed| < N,Rd = 403.32, Trazione disponibile (N,Rd-N,Ed) = 391.85 (kN)
σ (N/mm²) = 74.5 < 2620.0

Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	in dir.Z
Sinistra	-16.79	5.49	18.1	-96.2	0.0
Destra	-0.09	11.08	89.5	14.0	0.0

Analisi sismica > Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X

ARCO

Analisi sismica > CCS - X: molt.= 0.280 [molt.coll. dell'arco: 1.000]

Verifica SODDISFATTA

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) SODDISFATTA

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) non eseguita

Verifica a Compressione della muratura SODDISFATTA
[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Verifica a Trazione dei rinforzi SODDISFATTA

Resistenze di progetto:
Resistenza a compressione di progetto della muratura fmd:
fmd = fm / γM / FC / γD = 1.048 N/mm², dove:
fm = 2.600 N/mm²
γM = 2.00
valore di progetto di FC: max[1.000, FC·γC] = 1.240, con: FC = 1.24, γC = 1.000
γD = 1.00

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

rinforzo in estradosso con composito

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Momento ultimo	dist.:intr.- asse		angolo di scorrim.	σ,compr.	f,md	zona reagente	larghezza composito
	(kN)				(kNm)		(cm)		(°)	(N/mm²)		(cm)	(cm)
1	9.11	0.00	0.09	9.11	0.64	0.50	14.0	7.0	0.6	0.390	1.048	4.7	0
2	9.22	0.00	5.40	10.68	0.65	0.50	14.0	7.0	30.4	0.395	1.048	4.7	0
3	7.01	2.26	4.90	10.49	0.33	0.61	10.6	3.6	27.9	0.182	1.048	10.2	0
4	4.98	4.30	4.41	10.27	0.05	0.61	7.5	0.5	25.4	0.080	1.048	14.0	0
5	3.14	6.12	3.93	10.06	-0.21	-0.61	4.7	-2.3	23.0	0.131	1.048	14.0	0
6	1.46	7.72	3.47	9.81	-0.44	-0.60	2.2	-4.8	20.7	0.278	1.048	6.6	0
7	-0.01	9.10	3.03	9.58	-0.64	-0.75	0.0	-7.0	18.4	0.305	1.048	4.7	5
8	-1.34	10.29	2.61	9.32	-0.81	-1.04	-2.1	-9.1	14.2	0.365	1.048	4.7	10
9	-2.46	11.30	2.21	9.11	-0.96	-1.03	-3.9	-10.9	11.1	0.362	1.048	4.7	10
10	-3.41	12.12	1.83	8.90	-1.09	-1.31	-5.5	-12.5	8.6	0.422	1.048	4.7	15
11	-4.21	12.78	1.47	8.70	-1.19	-1.31	-6.9	-13.9	6.6	0.418	1.048	4.7	15
12	-4.85	13.29	1.12	8.51	-1.27	-1.30	-8.0	-15.0	4.8	0.414	1.048	4.7	15
13	-5.35	13.64	0.80	8.33	-1.33	-1.58	-9.0	-16.0	3.4	0.474	1.048	4.7	20
14	-5.73	13.85	0.50	8.14	-1.37	-1.57	-9.9	-16.9	2.1	0.469	1.048	4.7	20
15	-6.01	13.94	0.22	7.93	-1.40	-1.56	-10.6	-17.6	0.9	0.464	1.048	4.7	20
16	-6.16	13.91	-0.03	7.75	-1.40	-1.55	-11.1	-18.1	0.1	0.460	1.048	4.7	20
17	-6.22	13.76	-0.28	7.55	-1.39	-1.54	-11.5	-18.5	1.2	0.454	1.048	4.7	20
18	-6.18	13.51	-0.49	7.35	-1.38	-1.53	-11.8	-18.8	2.1	0.448	1.048	4.7	20
19	-6.07	13.19	-0.67	7.15	-1.35	-1.52	-11.9	-18.9	2.9	0.443	1.048	4.7	20
20	-5.86	12.77	-0.85	6.96	-1.31	-1.51	-11.9	-18.9	3.8	0.437	1.048	4.7	20
21	-5.60	12.29	-0.99	6.76	-1.25	-1.50	-11.7	-18.7	4.6	0.431	1.048	4.7	20
22	-5.28	11.75	-1.12	6.57	-1.19	-1.20	-11.4	-18.4	5.4	0.362	1.048	4.7	15
23	-4.91	11.13	-1.22	6.34	-1.13	-1.18	-11.1	-18.1	6.3	0.355	1.048	4.7	15
24	-4.49	10.51	-1.31	6.16	-1.05	-1.17	-10.4	-17.4	7.1	0.350	1.048	4.7	15
25	-4.05	9.85	-1.37	5.96	-0.97	-1.16	-9.8	-16.8	7.9	0.344	1.048	4.7	15
26	-3.57	9.15	-1.42	5.76	-0.89	-1.15	-9.0	-16.0	8.8	0.338	1.048	4.7	15
27	-3.06	8.44	-1.46	5.57	-0.81	-0.85	-8.0	-15.0	9.8	0.270	1.048	4.7	10
28	-2.57	7.74	-1.46	5.37	-0.72	-0.84	-7.0	-14.0	10.7	0.264	1.048	4.7	10
29	-2.06	7.03	-1.46	5.18	-0.64	-0.83	-5.8	-12.8	11.7	0.259	1.048	4.7	10
30	-1.55	6.33	-1.44	4.99	-0.55	-0.82	-4.5	-11.5	12.8	0.254	1.048	4.7	10
31	-1.04	5.64	-1.41	4.81	-0.47	-0.53	-3.2	-10.2	14.0	0.186	1.048	4.7	5
32	-0.54	4.97	-1.37	4.64	-0.39	-0.51	-1.7	-8.7	15.4	0.181	1.048	4.7	5
33	-0.06	4.33	-1.31	4.47	-0.31	-0.51	-0.2	-7.2	16.8	0.177	1.048	4.7	5
34	0.41	3.69	-1.24	4.28	-0.23	-0.22	1.4	-5.6	16.8	0.176	1.048	4.7	0
35	0.84	3.12	-1.17	4.13	-0.16	-0.27	3.0	-4.0	16.5	0.088	1.048	9.0	0
36	1.25	2.59	-1.08	3.99	-0.09	-0.26	4.6	-2.4	15.7	0.056	1.048	13.8	0
37	1.62	2.10	-0.99	3.85	-0.03	-0.25	6.1	-0.9	14.9	0.037	1.048	14.0	0
38	1.97	1.64	-0.88	3.72	0.02	0.25	7.6	0.6	13.7	0.032	1.048	14.0	0
39	2.27	1.24	-0.77	3.59	0.07	0.24	9.1	2.1	12.4	0.048	1.048	14.0	0
40	2.54	0.89	-0.66	3.49	0.12	0.23	10.4	3.4	10.9	0.064	1.048	10.8	0
41	2.76	0.60	-0.55	3.40	0.15	0.23	11.5	4.5	9.3	0.090	1.048	7.5	0
42	2.94	0.36	-0.41	3.33	0.18	0.18	12.5	5.5	7.1	0.141	1.048	4.7	0
43	3.07	0.18	-0.29	3.26	0.20	0.18	13.2	6.2	5.1	0.139	1.048	4.7	0
44	3.16	0.06	-0.17	3.22	0.22	0.18	13.7	6.7	3.0	0.138	1.048	4.7	0
45	3.20	0.00	-0.04	3.20	0.22	0.17	14.0	7.0	0.7	0.137	1.048	4.7	0
46	3.20	0.00	0.08	3.20	0.22	0.17	14.0	7.0	1.4	0.137	1.048	4.7	0
47	3.16	0.05	0.21	3.22	0.22	0.17	13.8	6.8	3.7	0.138	1.048	4.7	0
48	3.07	0.17	0.33	3.26	0.20	0.18	13.3	6.3	5.8	0.139	1.048	4.7	0
49	2.93	0.34	0.45	3.30	0.18	0.18	12.5	5.5	7.8	0.140	1.048	4.7	0

50	2.76	0.55	0.55	3.36	0.16	0.23	11.7	4.7	9.4	0.096	1.048	6.9	0
51	2.55	0.83	0.67	3.45	0.12	0.23	10.6	3.6	11.2	0.066	1.048	10.2	0
52	2.29	1.16	0.77	3.53	0.08	0.24	9.3	2.3	12.6	0.049	1.048	14.0	0
53	2.01	1.53	0.85	3.64	0.03	0.24	7.9	0.9	13.5	0.035	1.048	14.0	0
54	1.70	1.94	0.93	3.76	-0.02	-0.25	6.5	-0.5	14.3	0.032	1.048	14.0	0
55	1.35	2.41	1.01	3.89	-0.08	-0.26	5.0	-2.0	15.0	0.050	1.048	14.0	0
56	0.99	2.89	1.07	4.02	-0.13	-0.26	3.6	-3.4	15.4	0.072	1.048	10.8	0
57	0.61	3.40	1.12	4.16	-0.20	-0.27	2.1	-4.9	15.6	0.127	1.048	6.3	0
58	0.21	3.94	1.14	4.30	-0.26	-0.23	0.7	-6.3	15.4	0.178	1.048	4.7	0
59	-0.17	4.47	1.17	4.46	-0.33	-0.51	-0.6	-7.6	14.7	0.178	1.048	4.7	5
60	-0.57	5.03	1.17	4.61	-0.39	-0.52	-1.8	-8.8	13.1	0.182	1.048	4.7	5
61	-0.97	5.60	1.15	4.77	-0.46	-0.52	-2.9	-9.9	11.6	0.186	1.048	4.7	5
62	-1.34	6.13	1.12	4.92	-0.52	-0.54	-3.9	-10.9	10.4	0.191	1.048	4.7	5
63	-1.70	6.68	1.07	5.09	-0.59	-0.83	-4.8	-11.8	9.1	0.259	1.048	4.7	10
64	-2.02	7.19	1.01	5.27	-0.65	-0.84	-5.5	-12.5	8.0	0.264	1.048	4.7	10
65	-2.32	7.66	0.91	5.42	-0.70	-0.85	-6.1	-13.1	6.8	0.269	1.048	4.7	10
66	-2.57	8.09	0.81	5.58	-0.75	-0.86	-6.5	-13.5	5.7	0.273	1.048	4.7	10
67	-2.76	8.48	0.69	5.76	-0.79	-0.87	-6.8	-13.8	4.7	0.279	1.048	4.7	10
68	-2.90	8.81	0.56	5.94	-0.82	-0.88	-6.9	-13.9	3.6	0.284	1.048	4.7	10
69	-2.96	9.09	0.42	6.14	-0.85	-0.89	-6.8	-13.8	2.6	0.290	1.048	4.7	10
70	-2.95	9.31	0.26	6.37	-0.86	-0.90	-6.5	-13.5	1.6	0.296	1.048	4.7	10
71	-2.86	9.45	0.08	6.59	-0.86	-0.92	-6.1	-13.1	0.5	0.302	1.048	4.7	10
72	-2.70	9.50	-0.13	6.80	-0.86	-0.92	-5.6	-12.6	0.8	0.307	1.048	4.7	10
73	-2.44	9.45	-0.36	7.02	-0.83	-0.94	-4.9	-11.9	2.2	0.313	1.048	4.7	10
74	-2.11	9.30	-0.63	7.22	-0.80	-0.95	-4.1	-11.1	3.9	0.318	1.048	4.7	10
75	-1.67	9.02	-0.92	7.41	-0.75	-0.95	-3.2	-10.2	5.8	0.322	1.048	4.7	10
76	-3.64	11.10	4.55	8.74	-1.03	-1.25	-6.8	-13.8	22.3	0.388	1.048	4.7	15

Sforzi nella Catena #14 mm. (154 mm²)

N,Ed = -5.79, |N,Ed| < N,Rd = 403.32, Trazione disponibile (N,Rd-N,Ed) = 397.53 (kN)
σ (N/mm²) = 37.6 < 2620.0

Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	in dir.Z
Sinistra	0.09	9.11	89.4	14.0	0.0
Destra	-4.55	7.46	58.6	-6.8	0.0

ARCO

Analisi sismica > CCS - X (al collasso dell'arco): molt.= 1.000

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

rinforzo in estradosso con composito

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio (kN)	Risult. (kN)	Momento (kNm)	Momento ultimo (kNm)	dist.:intr.- asse (cm)	angolo di scorrim. (°)	σ,compr. (N/mm²)	f,md (N/mm²)	zona reagente (cm)	larghezza composito (cm)
1	11.06	0.00	-0.11	11.06	0.77	0.60	14.0	7.0	0.6	0.474	1.048	4.7	0
2	11.42	0.00	10.61	15.59	0.80	0.62	14.0	7.0	42.9	0.489	1.048	4.7	0
3	7.14	4.57	9.85	15.30	0.18	0.75	8.5	1.5	40.1	0.137	1.048	14.0	0
4	3.16	8.79	9.09	15.01	-0.39	-0.77	3.7	-3.3	37.3	0.215	1.048	11.1	0
5	-0.53	12.64	8.31	14.69	-0.92	-1.20	-0.6	-7.6	33.3	0.449	1.048	4.7	10
6	-3.94	16.14	7.53	14.34	-1.40	-1.49	-4.5	-11.5	25.0	0.514	1.048	4.7	15
7	-7.01	19.27	6.78	14.01	-1.84	-2.07	-8.0	-15.0	19.4	0.643	1.048	4.7	25
8	-9.82	22.05	6.02	13.63	-2.23	-2.36	-11.2	-18.2	15.3	0.705	1.048	4.7	30
9	-12.29	24.50	5.31	13.31	-2.58	-2.65	-14.1	-21.1	12.2	0.768	1.048	4.7	35
10	-14.46	26.62	4.63	13.01	-2.87	-2.93	-16.6	-23.6	9.9	0.830	1.048	4.7	40
11	-16.36	28.44	3.97	12.72	-3.14	-3.21	-19.0	-26.0	7.9	0.891	1.048	4.7	45
12	-17.99	29.98	3.35	12.45	-3.36	-3.50	-21.0	-28.0	6.4	0.952	1.048	4.7	50
13	-19.36	31.23	2.75	12.18	-3.54	-3.78	-22.8	-29.8	5.0	1.012	1.048	4.7	55
14	-20.51	32.20	2.18	11.89	-3.69	-3.78	-24.6	-31.6	3.9	1.008	1.048	4.7	55
15	-21.47	32.95	1.61	11.59	-3.81	-4.06	-26.2	-33.2	2.8	1.048	1.048	4.8	60
16	-22.17	33.43	1.09	11.31	-3.90	-4.07	-27.6	-34.6	1.9	1.048	1.048	4.8	60
17	-22.69	33.68	0.58	11.01	-3.95	-4.01	-28.9	-35.9	1.0	1.048	1.048	4.7	60
18	-23.00	33.72	0.11	10.72	-3.97	-4.03	-30.0	-37.0	0.2	1.048	1.048	4.7	60
19	-23.13	33.55	-0.31	10.42	-3.97	-4.05	-31.1	-38.1	0.5	1.048	1.048	4.7	60
20	-23.08	33.19	-0.72	10.14	-3.94	-3.98	-32.0	-39.0	1.2	1.029	1.048	4.7	60
21	-22.89	32.65	-1.09	9.82	-3.88	-3.97	-32.8	-39.8	1.9	1.020	1.048	4.7	60
22	-22.56	31.96	-1.43	9.51	-3.82	-3.94	-33.6	-40.6	2.6	1.010	1.048	4.7	60
23	-22.07	31.08	-1.75	9.18	-3.72	-3.93	-34.3	-41.3	3.2	1.000	1.048	4.7	60
24	-21.48	30.11	-2.02	8.86	-3.61	-3.62	-34.8	-41.8	3.8	0.926	1.048	4.7	55
25	-20.78	29.04	-2.26	8.56	-3.49	-3.60	-35.2	-42.2	4.5	0.916	1.048	4.7	55
26	-19.97	27.82	-2.48	8.23	-3.34	-3.58	-35.6	-42.6	5.1	0.906	1.048	4.7	55
27	-19.07	26.52	-2.67	7.91	-3.19	-3.27	-35.8	-42.8	5.7	0.831	1.048	4.7	50
28	-18.15	25.19	-2.81	7.58	-3.03	-3.24	-36.1	-43.1	6.4	0.820	1.048	4.7	50
29	-17.13	23.77	-2.93	7.26	-2.86	-2.94	-36.1	-43.1	7.0	0.747	1.048	4.7	45
30	-16.07	22.30	-3.03	6.93	-2.69	-2.92	-36.1	-43.1	7.7	0.736	1.048	4.7	45

31	-14.98	20.80	-3.09	6.59	-2.50	-2.60	-36.0	-43.0	8.5	0.661	1.048	4.7	40
32	-13.86	19.29	-3.13	6.27	-2.32	-2.59	-35.7	-42.7	9.2	0.651	1.048	4.7	40
33	-12.73	17.77	-3.14	5.94	-2.14	-2.28	-35.4	-42.4	10.0	0.577	1.048	4.7	35
34	-11.55	16.19	-3.13	5.60	-1.94	-1.97	-34.8	-41.8	10.9	0.503	1.048	4.7	30
35	-10.43	14.70	-3.10	5.28	-1.76	-1.95	-34.2	-41.2	11.9	0.494	1.048	4.7	30
36	-9.33	13.23	-3.04	4.94	-1.58	-1.64	-33.5	-40.5	12.9	0.420	1.048	4.7	25
37	-8.25	11.80	-2.95	4.62	-1.40	-1.62	-32.5	-39.5	14.0	0.411	1.048	4.7	25
38	-7.17	10.35	-2.84	4.26	-1.23	-1.32	-31.6	-38.6	15.3	0.338	1.048	4.7	20
39	-6.17	9.02	-2.71	3.93	-1.06	-1.30	-30.3	-37.3	16.7	0.329	1.048	4.7	20
40	-5.18	7.71	-2.57	3.61	-0.90	-0.99	-28.7	-35.7	18.4	0.257	1.048	4.7	15
41	-4.28	6.51	-2.40	3.28	-0.76	-0.98	-26.9	-33.9	20.2	0.249	1.048	4.7	15
42	-3.45	5.38	-2.21	2.93	-0.62	-0.68	-25.0	-32.0	22.3	0.178	1.048	4.7	10
43	-2.69	4.35	-2.01	2.61	-0.49	-0.66	-22.7	-29.7	24.8	0.171	1.048	4.7	10
44	-1.98	3.38	-1.79	2.27	-0.38	-0.65	-19.8	-26.8	27.9	0.164	1.048	4.7	10
45	-1.39	2.54	-1.55	1.93	-0.27	-0.35	-16.9	-23.9	31.4	0.094	1.048	4.7	5
46	-0.88	1.81	-1.31	1.61	-0.19	-0.34	-13.2	-20.2	35.9	0.088	1.048	4.7	5
47	-0.46	1.20	-1.05	1.28	-0.12	-0.33	-8.7	-15.7	41.2	0.083	1.048	4.7	5
48	-0.15	0.70	-0.78	0.95	-0.06	-0.32	-3.8	-10.8	48.1	0.078	1.048	4.7	5
49	0.06	0.33	-0.50	0.63	-0.02	-0.03	2.2	-4.8	52.0	0.012	1.048	6.6	0
50	0.16	0.10	-0.22	0.34	0.00	0.02	8.6	1.6	40.2	0.003	1.048	14.0	0
51	0.15	0.00	0.08	0.17	0.01	0.01	14.0	7.0	28.1	0.006	1.048	4.7	0
52	0.02	0.04	0.39	0.39	-0.00	-0.00	4.7	-2.3	81.3	0.001	1.048	14.0	0
53	-0.22	0.22	0.69	0.69	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.000	1.048	14.0	0
54	-0.58	0.54	0.99	0.99	0.00	0.29	203.0	196.0	61.4	0.062	1.048	4.7	5
55	-1.07	1.02	1.32	1.32	0.00	0.29	299.6	292.6	52.3	0.062	1.048	4.7	5
56	-1.67	1.63	1.63	1.63	0.00	0.29	584.5	577.5	45.0	0.062	1.048	4.7	5
57	-2.40	2.39	1.94	1.94	0.00	0.29	3360.0	3353.0	39.1	0.063	1.048	4.7	5
58	-3.23	3.30	2.22	2.22	-0.46	-0.58	-646.0	-653.0	33.9	0.128	1.048	4.7	10
59	-4.15	4.30	2.52	2.52	-0.59	-0.87	-387.3	-394.3	30.4	0.194	1.048	4.7	15
60	-5.22	5.49	2.81	2.82	-0.75	-0.88	-270.7	-277.7	27.1	0.197	1.048	4.7	15
61	-6.41	6.83	3.09	3.12	-0.93	-1.18	-213.7	-220.7	24.3	0.265	1.048	4.7	20
62	-7.65	8.23	3.35	3.40	-1.11	-1.19	-184.7	-191.7	22.1	0.269	1.048	4.7	20
63	-9.05	9.84	3.61	3.70	-1.32	-1.49	-160.4	-167.4	20.1	0.338	1.048	4.7	25
64	-10.49	11.50	3.86	3.99	-1.54	-1.78	-145.4	-152.4	18.6	0.407	1.048	4.7	30
65	-12.02	13.27	4.07	4.26	-1.77	-1.79	-134.6	-141.6	17.1	0.413	1.048	4.7	30
66	-13.63	15.14	4.26	4.52	-2.01	-2.10	-126.4	-133.4	15.7	0.484	1.048	4.7	35
67	-15.31	17.11	4.46	4.81	-2.27	-2.40	-119.1	-126.1	14.6	0.555	1.048	4.7	40
68	-17.06	19.19	4.65	5.11	-2.54	-2.71	-112.1	-119.1	13.6	0.627	1.048	4.7	45
69	-18.87	21.35	4.84	5.44	-2.81	-3.01	-106.5	-113.5	12.8	0.699	1.048	4.7	50
70	-20.74	23.61	5.02	5.78	-3.11	-3.32	-101.2	-108.2	12.0	0.773	1.048	4.7	55
71	-22.66	25.96	5.18	6.14	-3.40	-3.63	-96.1	-103.1	11.3	0.848	1.048	4.7	60
72	-24.65	28.37	5.29	6.47	-3.71	-3.94	-92.8	-99.8	10.6	0.922	1.048	4.7	65
73	-26.66	30.85	5.37	6.81	-4.03	-4.25	-89.1	-96.1	9.9	0.998	1.048	4.7	70
74	-28.72	33.35	5.39	7.11	-4.34	-4.54	-86.8	-93.8	9.2	1.048	1.048	4.8	75
75	-30.78	35.87	5.37	7.40	-4.67	-4.84	-84.7	-91.7	8.5	1.048	1.048	5.2	80
76	-37.76	43.26	16.68	17.56	-5.67	-5.68	-96.1	-103.1	21.1	1.048	1.048	6.3	100

Sforzi nella Catena #14 mm. (154 mm²)

N,Ed = -11.40, |N,Ed| < N,Rd = 403.32, Trazione disponibile (N,Rd-N,Ed) = 391.92 (kN)
σ (N/mm²) = 74.1 < 2620.0

Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	in dir.Z
Sinistra	-0.11	11.06	89.4	14.0	0.0
Destra	-16.68	5.50	18.3	-96.1	0.0

Non sono state richieste Verifiche nei Piedritti

ANALISI STATICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Combinazione di Condizioni di Carico 1 (di 1)
  Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
  Compressione della muratura: >> 1
  Trazione dei rinforzi: >> 1

Moltiplicatore di collasso minimo del Sistema Voltato in direzione verticale:
>> 1

ANALISI SISMICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO, CAPACITA' E INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.

Se TR>2475 si pone TR=2475. Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard ag(30), ag(50) e ag(75), effettuata con la funzione di potenza: ag(TR)=k·TR^α.
Per il sito in esame risulta: k = 0.010208123, α = 0.435299057
Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLV: (2475/TR,DLV)=3.476

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Arco
Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Compressione della muratura: 1.039
Trazione dei rinforzi: 1.008
Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Compressione della muratura: 1.035
Trazione dei rinforzi: 1.000

Moltiplicatore di collasso del Sistema Voltato in direzione orizzontale:
(= minimo fra i versi sismici) **1.000**

CAPACITA' IN TERMINI ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV
Metodo di analisi: Analisi cinematica (meccanismi di collasso) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Arco
Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.24
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a,g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (·g) = 0.161
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.462
Primo periodo di vibrazione della struttura T1 (sec) = 0.114
Spettro elastico Se(T1) (·g) = 0.493
Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 14.30
Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 16.20
Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: ψ(Z)=Z/H = 0.883
Coefficiente di partecipazione modale: γ = 1.200
Smorzamento viscoso ξ del sistema voltato (%) = 5 da cui: η = 1.000
Fattore di comportamento: in direzione orizzontale: q = 2.00
in direzione verticale: q = 1.50

Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X
Moltiplicatore di collasso α,0 = 1.008
Peso sismico totale P,tot = g · Massa totale = ΣPi (kN) = 16.57
Massa sismica totale = ΣPi/g (k·kgm) = 1.69
g · Massa partecipante = gM* = g · (Σ(Pi·δ,i))² / Σ(Pi·δ,i²) (kN) = 16.57
Massa partecipante M* = (Σ(Pi·δ,i))² / (g · Σ(Pi·δ,i²)) (k·kgm) = 1.69
Frazione di massa partecipante e* = gM*/Ptot = 1.000
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a,0* (·g) = α,0 g / (e*·FC) = 0.813
Domanda in termini di PGA (=a,g·S) per SLV (·g) [f(TR) secondo dati su Pericolosita Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.235
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (·g): a*,1: a,g·S/q = 0.118
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (·g) = 0.118
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (·g) = 0.319
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (·g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se ζ,E >= 0.800):
- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.355
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 3.476
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^0.41: 1.667

Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X
Moltiplicatore di collasso α,0 = 1.000
Peso sismico totale P,tot = g · Massa totale = ΣPi (kN) = 16.57
Massa sismica totale = ΣPi/g (k·kgm) = 1.69
g · Massa partecipante = gM* = g · (Σ(Pi·δ,i))² / Σ(Pi·δ,i²) (kN) = 16.57
Massa partecipante M* = (Σ(Pi·δ,i))² / (g · Σ(Pi·δ,i²)) (k·kgm) = 1.69
Frazione di massa partecipante e* = gM*/Ptot = 1.000
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a,0* (·g) = α,0 g / (e*·FC) = 0.806
Domanda in termini di PGA (=a,g·S) per SLV (·g) [f(TR) secondo dati su Pericolosita Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.235
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (·g): a*,1: a,g·S/q = 0.118
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (·g) = 0.118
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (·g) = 0.319
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (·g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se ζ,E >= 0.800):
- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.355
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 3.476
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^0.41: 1.667

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE

Elementi strutturali costitutivi:

- Arco

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (·g)
Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X: 0.319
Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X: 0.319
In definitiva: 0.319

Capacità in termini di TR: TR,CLV (·g)
Combinazione di Carico Sismica (CCS) + X: >=2475
Combinazione di Carico Sismica (CCS) - X: >=2475
In definitiva: 2475

Capacità in termini di Vita Nominale
Coefficiente d'uso della costruzione(§2.4.2, 2.4.3) CU: 1.5
Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR · CU: 75 anni
PVR per SLV (definita in input): 10 %
Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 2475 anni
Dalla relazione: TR = -VR / ln(1-PVR), ponendo TR=TRCLV e assumendo PVR per SLV definita in input,
seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):
VRC = 260.8 anni, VNC = 173.8 anni

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.
Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nai casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi:

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Altezza delle fasce murarie: Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m^3]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	0,05	6,15	19,55	6,35	19,55	18,0	0,00
2	0,20	4,50	19,55	12,95	19,55	18,0	0,00
3							0,00
4							0,00

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1	0,60	7,40	0,00	0,55	6,20	4,45	
2	0,60	8,30	0,00	0,55	6,80	4,53	
3						0,00	
4						0,00	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	692,8		530,2		530,2	31,2	0,0
2	1446,0		132,7		132,7	23,4	152,0
3	0,0						
4	0,0		0,0				0,0

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
2 - 1	641,6	0,0	364,6	2386,4
2	433,8	0,0	73,0	1261,6
-	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
2 - 1	20337,7	6006,9	5171,6	525,7	0,0
2	6552,4	1101,4	902,4	159,1	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

MOLTIPLICATORE α_0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec^2]
2 - 1	**0,091**	1,24	308,250	0,873	0,825
2	**0,188**		165,946	0,951	1,564
-	**N.C.**		0,000	0,000	N.C.
-	**N.C.**		0,000	0,000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	**0,161**
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2,464
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^*	0,287
Fattore di smorzamento η	1,000
Altezza della struttura H [m]	16,30
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,462
Coefficiente C_C	1,585
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,462
Numero di piani dell'edificio N	2
Coefficiente di partecipazione modale γ	1,200
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,406

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
2 - 1			0,115	
2	7,40	0,454	0,218	5,742
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

PGA-SLV

Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
2 - 1	**0,115**
2	**0,162**
-	**-**
-	**-**

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA

CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm^2]	452,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	70,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	2,5
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	60,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm^2]	175,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	2,0
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm^2]	481,0
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	1,7
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	80,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1,24
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm^2]	235,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm^2]	260,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm^2]	5,00
	Tensione di calcolo a compresione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm^2]	104,84
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm^2]	2,02
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	106,2
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	40,3
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	30,4
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	**30,4**

MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI (PARETI TRATTENUTE DA EFFICACI VINCOLI DI CONNESSIONE IN CORRISPONDENZA DEGLI ORIZZONTAMENTI) AD OGNI PIANO DELL'EDIFICIO e delle relative PGA per le verifiche.
Si considera la flessione verticale di una fascia muraria continua da cielo a terra di larghezza unitaria appartenente alla parete in esame e compresa tra due orizzontamenti successivi. Per questo motivo è opportuno che le grandezze richieste siano valutate considerando una *fascia di muratura verticale di larghezza unitaria* coerentemente con tutte le azioni ad essa riferite e le aree di influenza dei carichi che agiscono sulla stessa. In tal modo l'applicazione considera tutte le possibili posizioni della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete ed indica quella alla quale corrisponde il valore minimo del moltiplicatore cercato. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_V [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,60	6,80	0,30	0,10	0,10	0,00

Peso specifico della muratura γ_l [kN/m³]	AZIONI SUI MACROELEMENTI				
	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_S [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
18,0	73,4	0,0	2,7	11,4	2,0

DATI DI CALCOLO

Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_V$
0,285	5,85	0,286

MOLTIPLICATORE α_0

Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²]
0,285	**5,85**	1,24	7,928	0,917	2,463

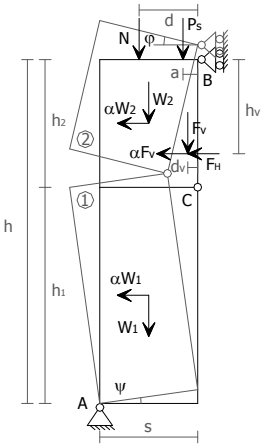


Fig. 1 - Schema di calcolo

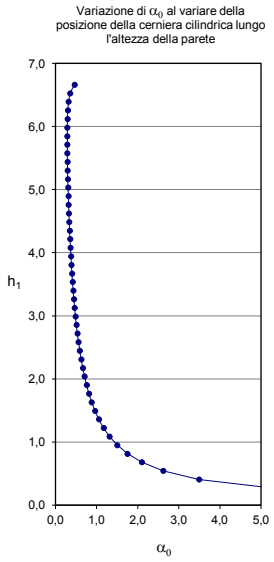


Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata dall'altezza

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO

Fattore di struttura q	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	**0,161**
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2,464
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,287
Fattore di smorzamento η	1,000
Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	7,400
Altezza della struttura H [m]	16,30
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,462
Coefficiente C_C	1,585
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,462
Numero di piani dell'edificio N	2
Coefficiente di partecipazione modale γ	1,200
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,406

Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
7,000	0,429	0,343	9,557

PGA-SLV

$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
0,270

VERIFICA TRAVE

(metodo stato limite - sezione interamente reagente)

Riferimento : **Paletto catena**

Materiale: **Acciaio Fe360**

modulo elastico =	2,100,000	daN/cm^2
Resistenza di calcolo =	2,350	daN/cm^2
Peso specifico =	7860	daN/m^3

Sezione trave: **1** **Rettang. b35xh45mm**

A =	15.75	cm^2		
Jy =	26.58	Jz =	16.08	cm^4
Wy =	11.81	Wz =	9.19	cm^3

Luce di calcolo	L =	**0.35**	m
largh. di influenza carico i =		**0.00**	m
rotazione sezione α =		**0.00**	°

Vincoli di estremità: mensola

Analisi dei carichi:

Carico Permanente P =	0	daN/m^2
Carico accidentale Q =	0	daN/m^2
peso proprio G =	12.3	daN/m
Carico lineare perm. q =	4343	daN/m
Carico concentrato p =	0	daN

	direz.2	*diez. 3*	
C.tot:1.3G+1.3P+1.5Q+1q=	**4359.0**	**0.0**	daN/m
Coeff. Momento (Q L^2/..)	**2**	**2**	
Carico concentrato 1.3p=	**0.0**	**0.0**	daN
Coeff. Momento (p L /..)	**1**	**1**	

Verifica sezione più sollecitata SLU:

Comb. Carico: 1.3G+1.3P+1.5Q+1q+1.3p

Momento massimo =	266.99	0.00	daNm
tensione massima =	**2260.22**	**0.00**	daN/cm^2
tensione massima totale =	**2260.22**	daN/cm^2	96%(VERIFICATO

Verifica a deformazione SLE:

C.tot:1G+1P+1Q+1q+1p	4355.3	0.0	daN/m
Carico concentrato 1p=	0.0	0.0	
frecce massime =	**0.146**	**0.000**	cm
freccia totale =	**0.146**		

pari a Luce / **239**

Titolo: travetti 10x12 copertura

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo:	L	=	1800	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	500	[mm]
Base della sezione:	b	=	100	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	120	[mm]
Area sezione :	A	=	12000	[mm^2]
Modulo di resistenza :	W_y	=	2.400E+05	[mm^3]
	W_z	=	2.000E+05	[mm^3]
Momento d'inerzia :	J_y	=	1.440E+07	[mm^4]
	J_z	=	1.000E+07	[mm^4]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:			0.08	[kN/m^2]
2) Peso proprio pianelle / assito:			0.15	[kN/m^2]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1}$	=	0.23	[kN/m^2]
1) Sottofondo:			0.00	[kN/m^2]
2) Pavimento:			0.00	[kN/m^2]
3) Tramezzi:			0.00	[kN/m^2]
4) Isolante			0.10	[kN/m^2]
5) Altri permanenti:			1.05	[kN/m^2]
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2}$	=	1.15	[kN/m^2]
Carico variabile:	Q_k	=	1.20	[kN/m^2]

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno massiccio
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	C24
Classe di servizio :	Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiete parziale per il materiale :	γ_M	=	1.50	[-]
Coefficiente di deformazione :	k_{def}	=	0.80	[-]

Combinazione I - perm. + acc.		Breve durata (meno di 1 settimana) - Neve
$k_{mod,I}$	=	**0.90**
Combinazione II - perm.		Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio
$k_{mod,II}$	=	**0.60**

Valori caratteristici			Valori di progetto		$k_{mod,I}$ **0.90**	$k_{mod,II}$ **0.60**	
$f_{m,k}$	[MPa]	24.00	$f_{m,d}$	[MPa]	14.40	9.60	Flessione
$f_{t,0,k}$	[MPa]	14.00	$f_{t,0,d}$	[MPa]	8.40	5.60	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	[MPa]	0.50	$f_{t,90,d}$	[MPa]	0.30	0.20	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	[MPa]	21.00	$f_{c,0,d}$	[MPa]	12.60	8.40	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	[MPa]	2.50	$f_{c,90,d}$	[MPa]	1.50	1.00	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$	[MPa]	2.50	$f_{v,d}$	[MPa]	1.50	1.00	Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11000	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	370	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	7400	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	690	[MPa]

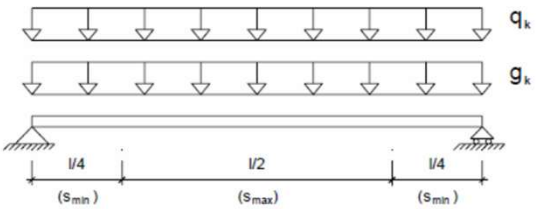
Massa

Massa volumica caratteristica	ρ_k	=	3.50	[kN/m^3]

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1.30
Carichi variabili	γ_Q	=	1.50

Combinazione di carico		carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I	perm+acc.	1.80	0.73	1.62	**3.04**	14.40	**0.20**	1.50	Verificato
II	perm.	0.90	0.36	0.81	**1.52**	9.60	**0.10**	1.00	Verificato



VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	L/300	$u_{2,ist,lim}$	=	6.00	[mm]
Limite freccia differita :	L/200	$u_{net,fin,lim}$	=	9.00	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0.20	[-]
Coefficiente		χ	=	1.20	[-]

Freccia istantanea (carichi permanenti) :	$u_{1,ist}$	=	0.64	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :	$u_{2,ist}$	=	0.55	[mm]
Freccia netta finale :	$u_{net,fin}$	=	1.79	[mm]

$u_{2,ist}$	=	**0.55**	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	6.00	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	**1.79**	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	9.00	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384}\frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8 G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384}\frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8 G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$