



Provincia di Prato

Area Tecnica

Servizio assetto e gestione del territorio

Strada Regionale SR325

*Intervento di consolidamento strutturale del ponte alla
p.Km 48+300 nel Comune di Vernio (PO)*

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo sulle opere di consolidamento

IL PROGETTISTA



D – Elaborati Strutturali



INDICE

1	INTRODUZIONE	76
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	77
2.1	Contesto Normativo.....	78
3	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	83
4	METODO DI CALCOLO	84
5	ANALISI CARICHI	86
	Carichi permanenti strutturali	86
	Carichi permanenti portati	86
	Carichi variabili da Traffico OPERATIVO.....	87
6	VERIFICHE DI OPERATIVITA'	88





1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra i risultati delle verifiche di sicurezza eseguite sulle varie Unità Strutturali che compongono il ponte per la progettazione degli interventi di adeguamento strutturale delle prestazioni sismiche.

Le verifiche e le analisi sono svolte ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture) e della Circolare applicativa 21 febbraio 2019, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018.



2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto è stato redatto in conformità alla normativa vigente e, in particolare, alle norme e prescrizioni di seguito elencate:

✓ LEGGE n°1086 del 05/11/1971

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;

✓ DECRETO MINISTERIALE 20 novembre 1987

“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.

✓ LEGGE n°64 del 02/02/1974

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

✓ DECRETO MINISTERIALE del 17/01/2018

“Norme tecniche per le costruzioni”; [nel proseguo “NTC”]

✓ CIRCOLARE MINISTERIALE del 21/01/2019

“Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018”; [nel proseguo “Circolare”]

✓ Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 21:

“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

✓ Linee Guida:

“Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

✓ D.M. LL PP. 4 Maggio 1990:

“Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali”.

✓ Legge 5 novembre 1971 n° 1086

“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.



2.1 Contesto Normativo

Le verifiche strutturali - come richiesto dalle norme - sono condotte con particolare riferimento allo stato limite ultimo SLV (salvaguardia della vita umana).

Per la struttura in esame si sono considerati:

Vita nominale

La Vita Nominale dell'opera (v.d. DM 17/01/2018 punto 2.4.1.), intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, si è così concordata con la committenza in:

$VN = 50$ anni (Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari)

Classe d'uso

La classe d'uso a cui si farà (v.d. DM 17/01/2018 punto 2.4.2.) riferimento è la **Classe II** e cioè: *“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti..”*

Periodo di riferimento

Il periodo di riferimento con cui quindi verranno valutate le azioni sismiche sarà (v.d. DM 17/01/2018 punto 2.4.3.): **$VR = VN \cdot CU$**

Dove CU è il coefficiente d'uso e varia in base alla classe d'uso (v.d. DM 17/01/2018 tab. 2.4.II) e vale in questo caso: **$CU = 1,0$** da cui **$VR = 50$**

Categoria del Terreno e Topografica

Dalle prove strumentali condotte durante la fase preliminare della verifica sismica a ci si rimanda il terreno è stato classificato come:

Categoria terreno: B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s (Tab. 3.2.II NTC 2018).*

La Categoria topografica della zona di interesse può essere classificata come:

Categoria topografica: T2 ($S_T = 1,2$).



Definizione del sito

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: Prato, Vernio, La Cantoniera
 Latitudine ED50 44,0823° (44° 4' 56")
 Longitudine ED50 11,161° (11° 9' 40")
 Altitudine s.l.m. 638,93 m

Vr: Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	30	Default (0,0624)	Default (2,45)	Default (0,26)
SLD	Default (63)	50	Default (0,08)	Default (2,443)	Default (0,262)
SLV	Default (10)	475	Default (0,2002)	Default (2,378)	Default (0,287)
SLC	Default (5)	975	Default (0,2553)	Default (2,395)	Default (0,29)

Adeguamento edificio esistente

Percentuale di adeguamento (%): 100

Parametro percentuale di adeguamento: Tr

Calcola I.R. per elementi nuovi

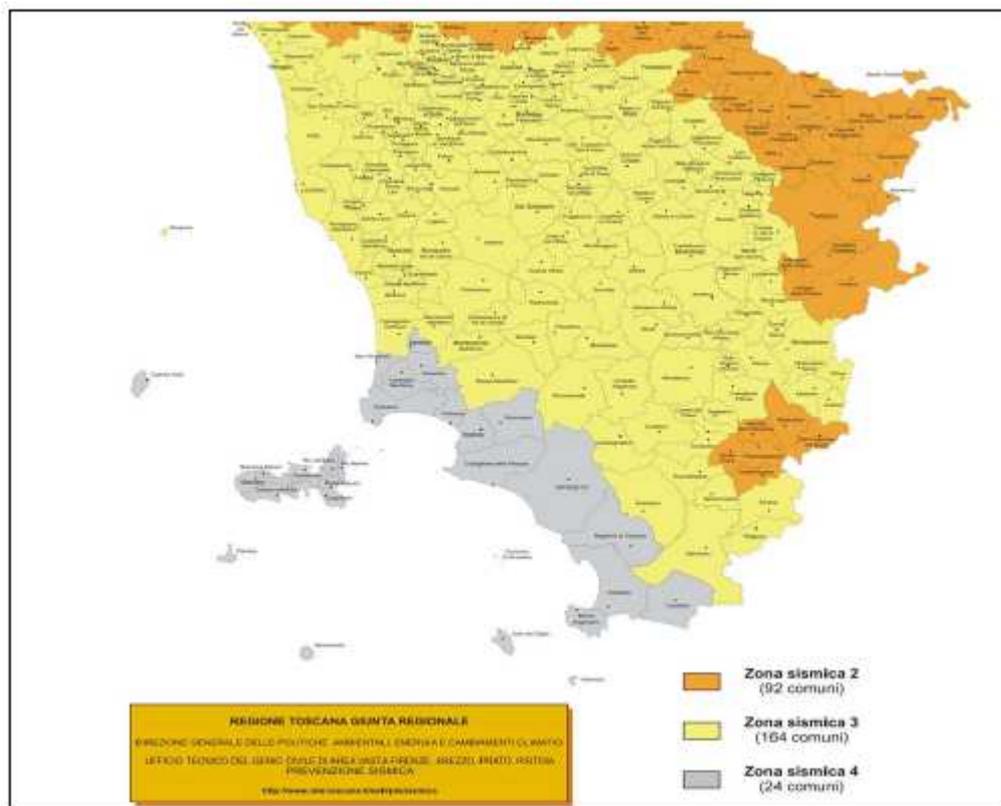
La struttura viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti elementi strutturali con materiali aventi Livello di conoscenza <> Nuovo.

Periodo di riferimento (in anni). Il valore è adimensionale.

OK Annulla

Sismicità del sito

Secondo la nuova Classificazione Sismica (Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/03 e successive modifiche e integrazioni), il territorio del Comune di Vernio è considerato in Zona 2 di sismicità.



- Analisi globale

L'analisi della struttura è stata condotta mediante **analisi non lineare statica equivalente**, detta anche *analisi incrementale a collasso* o *push-over*, eseguita mediante software *Sismicad versione 12.17* della *Concrete*.

Con tale metodologia di analisi si applicano in maniera incrementalmente, ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale (come è la muratura), particolari distribuzioni forze statiche orizzontali, le quali hanno il compito di “*spingere*” in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso.

Risultato finale dell'analisi è la curva **taglio alla base** (*somma di tutte le forze orizzontali*) – **spostamento** (*di un punto ritenuto significativo del comportamento globale*).

Tale capacità viene confrontata con la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

Secondo le richieste normative l'analisi statica non lineare viene svolta valutando la risposta della struttura di interesse sottoposta ad un *sistema di forze verticali*, associate ai pesi propri ed ai sovraccarichi, e ad almeno due distinte distribuzioni di *forze orizzontali crescenti*. Tali forze vengono applicate all'altezza dei solai di piano secondo due distinte distribuzioni:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

Tale scelta nasce dalla considerazione che la distribuzione delle forze laterali dovrebbe



approssimare la distribuzione delle forze d'inerzia presenti durante il sisma.

Confronti coi risultati di analisi dinamiche non-lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse.

Le forze statiche orizzontali, vengono opportunamente spostate rispetto ai baricentri di massa dell'impalcato per tener conto dei valori di eccentricità accidentale, che si assumono pari, per ciascuna direzione di applicazione della azione sismica, a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano stesso in direzione perpendicolare, nel rispetto di quanto prescritto dalle NTC2018. Il numero di analisi statiche non lineari effettuate corrisponde pertanto a 8 (2 versi di carico x 2 direzioni x 2 distribuzioni di forze sismiche).

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto.

L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze.

Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo di spostamento. Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto *nodo di controllo*.

La normativa richiede il *tracciamento di una **curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF)***.

Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti in maniera tale da generare l'equivalenza delle aree (*lavoro*) tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati in normativa, per lo SLU e lo SLD.

La modellazione della struttura viene realizzata mediante l'utilizzo di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili.

La geometria del modello rispecchia in linea di massima la geometria reale della struttura.

Nella schematizzazione di telaio equivalente il danneggiamento strutturale può avvenire nei maschi murari o nelle fasce murarie: i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico.

L'impalcato, modellato con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il



soffitto lungo la direzione del piano medio.

Per questo l'elemento finito soffitto viene definito con una rigidità assiale, ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma. Mentre ai soffitti di copertura viene assegnato un comportamento membranale.

Come indicato al capitolo 7 ed 8 delle NTC, per la valutazione della capacità degli edifici a fronteggiare azioni di natura sismica, si è proceduto ad una prima verifica statica del blocco di edificio, successivamente mediante l'analisi statica non lineare, più comunemente definita "pushover" si è analizzato il comportamento globale nel fabbricato nello stato attuale ricavando l'indicatore in termini di PGA per ciascuno dei quattro stati limite di verifica, secondo i seguenti meccanismi di rottura:

- Superamento della pressione in fondazione [SLV]
- Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4
- Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
- Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4
- Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4
- Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1
- Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1
- Spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD [SLO] §C8.7.1.3.1
- Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6
- Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6

L'analisi "pushover" sottolinea che l'opera versa in uno stato di vulnerabilità, pertanto sono stati progettati un insieme sistematico di interventi atti a ridurre tale criticità con **l'obiettivo di un consolidamento strutturale nelle condizioni di Operatività al transito**. Obiettivo raggiunto per tutti i corpi di fabbrica.

Dal punto di vista statico, è stato evidenziato per tutte le unità strutturali che le verifiche ai soli carichi statici, comportano localizzati problemi di resistenza solo alcuni pannelli di muratura che comunque non compromettono la staticità d'insieme delle unità strutturali.

Per quanto appena detto l'opera **NON risulta adeguata sismicamente** ma è invece **adeguata staticamente**.



3 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le azioni considerate per il calcolo delle sollecitazioni saranno combinate utilizzando i coefficienti di combinazione delle azioni riportati nelle Linee Guida cui si è fatto riferimento. I fattori parziali di sicurezza utilizzati sono relativi a verifiche di transitabilità e operatività e riferiti ad una Classe di Conseguenza 3, CC3. In riferimento ai fattori parziali sicurezza per i carichi da codice della strada, le "Linee Guida per la classificazione, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" individuano 3 diversi livelli in funzione del livello di monitoraggio del traffico sul ponte. Di seguito si riportano in dettaglio il valore utilizzato nelle analisi per ogni singola condizione di carico:

CONDIZIONE STATICA - Combinazione allo Stato Limite Ultimo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki} + \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

▪ Per verifiche con Schemi di Carico da Linee Guida

COMBINAZIONE <i>Carico</i>	S.L.U. - Max carichi verticali		
	<i>Condizioni di carico</i>	<i>Coefficiente di combinazione</i>	<i>Classe</i>
PESO PROPRIO STRUTTURE	DEAD	1,26	Condizioni Standard
PERMANENTI PORTATI	DEAD	1,26	Condizioni Standard
SPINTA DEL TERRENO	DEAD	1,26	Condizioni Standard
ACCIDENTALE DA TRAFFICO	ESERCIZIO	1,20	Operativo $T_R = 30$ anni
SPINTA SOVRACCARICO DA TRAFFICO	ESERCIZIO	1,20	Operativo $T_R = 30$ anni

Le combinazioni di carico ipotizzate sono 4 in funzione degli schemi di carico di seguito definiti.

Per le verifiche geotecniche i coefficienti parziali per le combinazioni di Stato Limite Ultimo sono,

CONDIZIONE DI EQUILIBRIO - Combinazione allo Stato Limite Ultimo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki} + \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

▪ Per verifiche con Schemi di Carico da Linee Guida

COMBINAZIONE <i>Carico</i>	S.L.U. - Max carichi verticali		
	<i>Condizioni di carico</i>	<i>Coefficiente di combinazione</i>	<i>Classe</i>
PESO PROPRIO STRUTTURE	DEAD	1,00	Condizioni Standard (1)
PERMANENTI PORTATI	DEAD	1,00	Condizioni Standard (1)
SPINTA DEL TERRENO	DEAD	1,00	Condizioni Standard (1)
ACCIDENTALE DA TRAFFICO	ESERCIZIO	1,20	Operativo $T_R = 30$ anni
SPINTA SOVRACCARICO DA TRAFFICO	ESERCIZIO	1,20	Operativo $T_R = 30$ anni



4 METODO DI CALCOLO

La valutazione della sicurezza e i metodi di analisi utilizzati per la determinazione degli effetti dei carichi da traffico sulle opere minori sono svolti secondo quanto indicato nel paragrafo 6.3 delle “Linee Guida per la classificazione, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”. Lo stesso dicasi per la valutazione della conoscenza della struttura esistente, la quale è svolta considerando quanto indicato ai paragrafi 6.2.3 delle Linee Guida suddette. In particolare tutte le analisi strutturali che seguono sono svolte con il metodo dell’analisi elastica lineare applicando il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, con coefficienti di combinazione delle azioni e coefficienti parziali di sicurezza dei materiali ricavati dalle indicazioni fornite nelle “Linee Guida” per un’opera classificata come **Operativa**, oltre al fattore di confidenza FC dipendente dal livello di conoscenza raggiunto. Le verifiche vengono svolte sfruttando le risorse elastiche dei materiali considerando il metodo “n” di verifica.

Nel caso in esame, la determinazione dei livelli di conoscenza coerentemente alle definizioni proposte dalle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni è la seguente:

- **Murature:** il livello di conoscenza raggiunto risulta “**LC2**”, il corrispondente fattore di confidenza è pari a **FC = 1.20**.

Nella determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali si fa riferimento al paragrafo 6.3.4 delle “Linee Guida”, le quali ritengono che un’adeguata interpretazione sia quella di far riferimento al valore medio della resistenza diviso il fattore di confidenza e il fattore parziale di sicurezza senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, ossia:

$$f_d = \min\left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC}\right) \quad (1.1)$$

I coefficienti parziali di sicurezza relativi alle caratteristiche dei materiali impiegati sono dedotti dalle stesse Linee Guida le quali forniscono dei coefficienti ridotti per verifiche di transitabilità ed operatività. I coefficienti parziali utilizzati fanno riferimento ad una classe di conseguenza 3, CC3, nella quale generalmente ricadono le strutture da ponte secondo l’EN 1990. Il valore f_m rappresenta la resistenza caratteristica media.

Per quanto concerne la stima del valore f_k , un’adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell’ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell’incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell’acciaio dolce



e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{array} \right.$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

Nel successivo capitolo viene applicata la trattazione sopra riportata per la determinazione delle caratteristiche di resistenza da utilizzare nelle verifiche.



5 ANALISI CARICHI

Essendo le opere strutture che attraversano trasversalmente la carreggiata, l'analisi delle sollecitazioni è svolta considerando la larghezza di una corsia convenzionale, quella maggiormente caricata, proiettando la posizione del carico verticalmente sulla struttura stessa.

Di seguito si analizzano per ciascuna opera le azioni da utilizzare per il calcolo delle sollecitazioni di verifica.

Carichi permanenti strutturali

Assegnando la corretta geometria delle sezioni trasversali dell'opera, il peso proprio della struttura viene calcolato in automatico dal programma di calcolo, considerando:

- peso di volume del cemento armato: 2500 kg/m³;
- peso di volume del cemento non armato: 2400 kg/m³;
- peso di volume acciaio: 7850 kg/m³.

Carichi permanenti portati

Sono carichi agenti permanenti portati sopra le opere tutti i pesi come pavimentazione e terreno di riempimento, quest'ultimo considerato per uno spessore di 1,0 m, mentre la pavimentazione per lo spessore di 30 cm. Si riporta il carico applicato al modello, espresso in kN e il carico distribuito per unità di superficie:

	Spessore considerato	KN/m ³	KN/m ²
Pavimentazione	30 cm	2.200	6,6
Rilevato stradale	100 cm	1.800	20

La spinta dovuta al rilevato stradale ha un andamento triangolare e grava sia sulla spalla destra che sulla sinistra. Il calcolo è stato svolto ipotizzando un terreno compatto, caratteristico di un rilevato autostradale, caratterizzato da un angolo di attrito interno di circa 35°. In mancanza di un'indagine geologica l'angolo di attrito del terreno viene ipotizzato, ritenendo il valore assunto attendibile per un rilevato autostrale ricavando così un coefficiente di spinta a riposo pari a $\lambda_0 = 0.50$.

Le spinte delle terre, considerando le strutture rigide e prive di spostamenti (NTC § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, secondo la profondità e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

$$p_h = \lambda_0 * \gamma_t * z$$

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato con la formula di Coulomb, ed è pari a $K_a = 0,327$

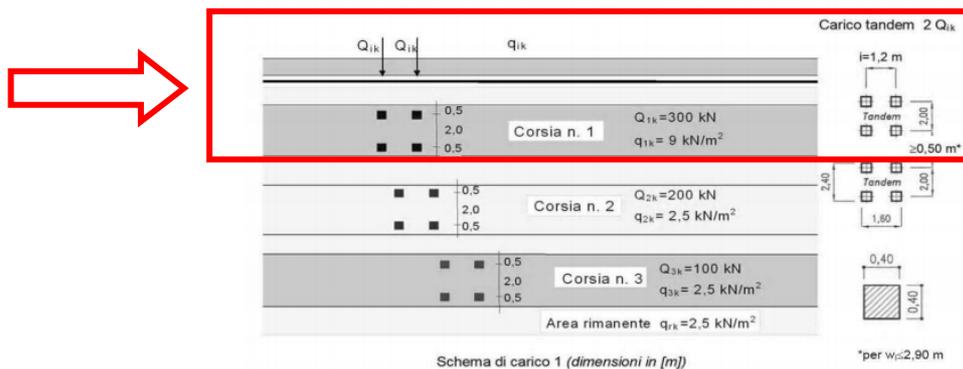
$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Il valore della spinta triangolare dovuta al terreno e il valore della spinta uniforme per effetto dei carichi variabili è applicata nel modello di calcolo in funzione della geometria della spalla e viene determinata nel capitolo delle verifiche di resistenza.

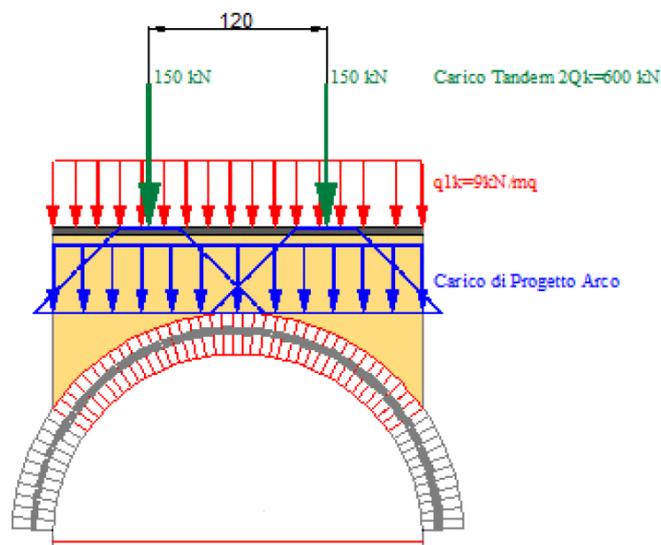
Carichi variabili da Traffico OPERATIVO

Il livello di verifica indicato come OPERATIVO, prevede la possibilità di riduzioni dell'uso del ponte, nel caso in cui il livello di sicurezza strutturale è calcolato utilizzando le prescrizioni e gli schemi di carico riportati nelle Norme Tecniche, ma con fattori parziali ridotti in considerazione del tempo di riferimento anch'esso ridotto.

Le opere sono strutture che attraversano trasversalmente la carreggiata autostradale, pertanto ai fini della verifica è sufficiente analizzare gli effetti del traffico considerando la corsia convenzionale maggiormente caricata. Seguendo le indicazioni delle NTC al paragrafo 5.13.3.5, è quindi sufficiente considerare gli effetti prodotti dalla corsia convenzionale più caricata dello schema di carico 1. L'analisi degli effetti è svolta facendo viaggiare il treno di carico sopra la struttura e pertanto dalla geometria dello schema di carico e dell'opera, sono stati ipotizzati i seguenti schemi di carico:



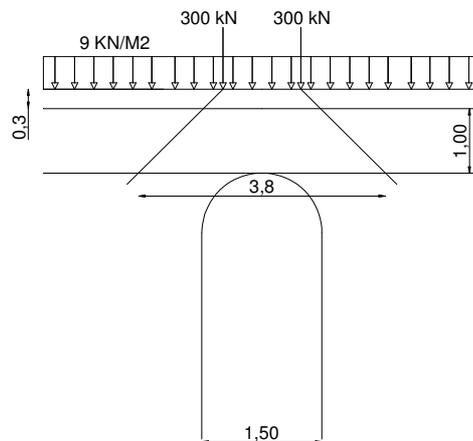
In generale i carichi considerati saranno applicati come carico distribuito dato dalla somma del carico tandem di 600 kN e del carico ripartito di 9 kN/m², considerando lo generale seguente:





Schema di carico

- Schema di carico per le verifiche di operatività, con schema 1 – NTC 2018



6 VERIFICHE DI OPERATIVITA'

L'opera è un ponte ad arco con spalle e muri di risvolto funzionanti a gravità, pertanto le verifiche che vengono svolte su questo tipo di strutture sono:

- 1) *verifiche di stabilità dell'arco*, eseguite con il metodo grafico del poligono funicolare, ovvero suddividendo l'arco in conci, si costruisce la curva delle pressioni la quale deve ricadere all'interno delle n curve affinché sia verificata la condizione di stabilità e l'arco sia interamente compresso;
- 2) *verifica della pressione unitaria* su ciascuna sezione di arco, una volta determinato l'equilibrio al punto precedente, si ottengono le sollecitazioni di compressione per determinare le tensioni di verifica, le quali devono risultare inferiori alla tensione del materiale caratteristico della sezione analizzata;
- 3) *verifica delle pareti verticali a gravità*, le spalle saranno verificate con programma di calcolo che fornisce le verifiche sulle murature.

VERIFICA ARCO

La volta a botte dell'opera viene discretizzata in archi paralleli di larghezza 1,0 m, per ricondurre il modello ad un problema piano. Sull'arco di progetto è stata condotta una analisi elastica una volta ipotizzato il carico derivante dal traffico veicolare. L'analisi elastica dell'arco in calcestruzzo è stata condotta con il programma freeware "Arco" del prof. Piero Gelfi che si basa sulla teoria di Méry (1840), applicabile al caso in esame in quanto soddisfa le ipotesi di base della suddetta teoria, ovvero:

- Arco a tutto sesto a spessore costante;
- Luce non superiore a 8 m;
- Arco costruito in materiale omogeneo approssimabile con un corpo rigido (gli effetti deformativi non devono essere determinanti);
- Carichi agenti simmetrici rispetto all'asse di simmetria dell'arco;
- Riempimento incoerente.

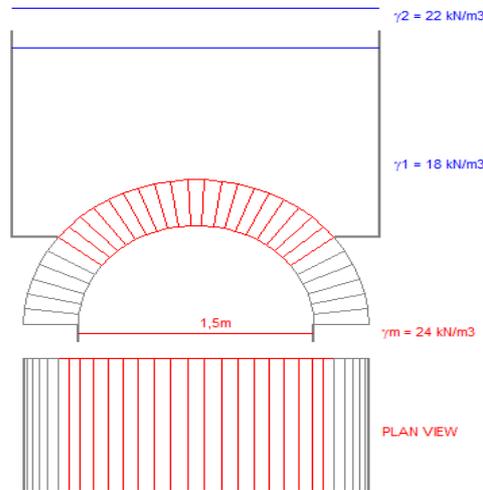
Méry elaborò una soluzione grafica della verifica delle volte, secondo la quale la linea delle pressioni



in condizioni di equilibrio deve essere sempre contenuta in una fascia mediana della volta compresa tra le due curve passanti per l'estremo superiore e quello inferiore del nocciolo centrale di inerzia di ogni sezione trasversale della volta. Tra le infinite curve di pressione compatibili con l'equilibrio, scelse di effettuare la verifica di stabilità assumendo la curva passante per l'estremo superiore del terzo medio in chiave e per l'estremo inferiore del terzo medio alle reni.

Il metodo consiste nel verificare la porzione di arco compresa tra i 30° ed i 90°, l'arco viene suddiviso in conci di ampiezza costante (cercando di approssimarlo alla realtà) e su ciascun concio viene proiettata la quota parte di carico agente su di esso, si determina il baricentro, si associa a ciascun baricentro la forza peso corrispondente (tenendo conto anche dei carichi portati) e si costruisce la curva o linea delle pressioni, che descrive a livello locale e globale l'equilibrio dell'arco.

Verifica Opera 2045



Nel calcolo si considera il contributo offerto dal riempimento in termini di spinta passiva, per il riempimento vengono assunti i seguenti parametri, caratteristici di un tipico riempimento stradale:

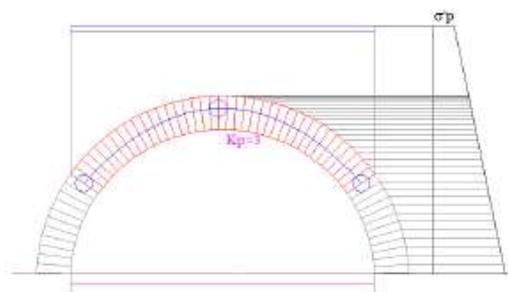
$$\phi' = 35^\circ$$

La tensione derivante dalla spinta passiva si calcola, concio per concio, come segue:

$$\sigma_p' = \sigma_v' \cdot k_p + 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

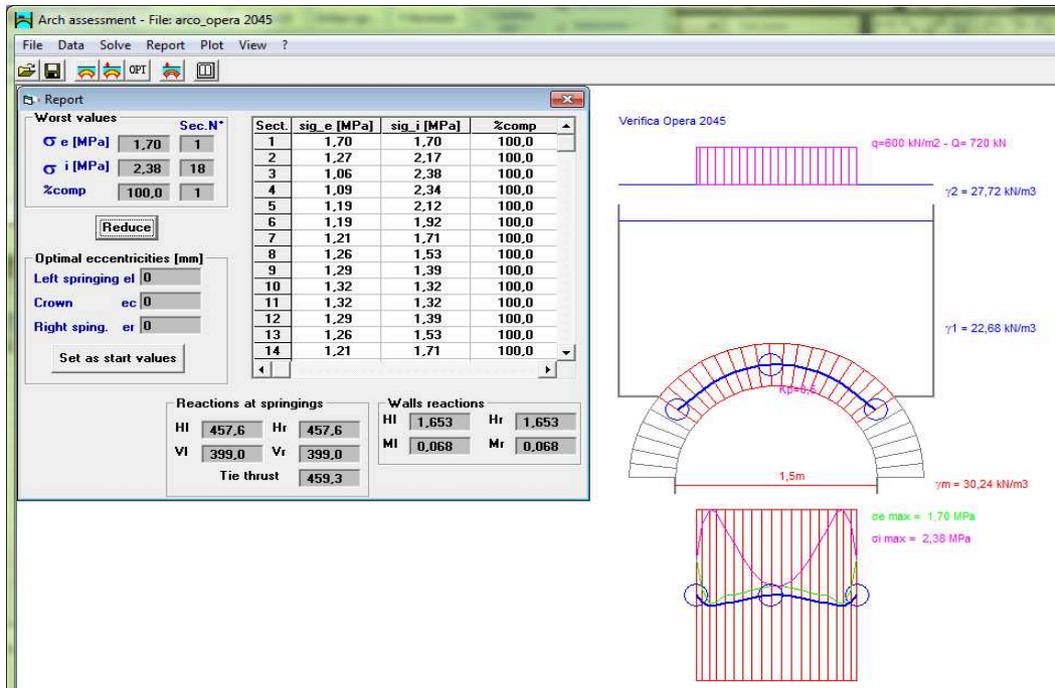
Con

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 3$$





Considerando i carichi e la loro applicazione come ai paragrafi precedenti, le combinazioni dei carichi considerate, i risultati ottenuti sono rappresentati di seguito:



N.B. I valori dei carichi visualizzato è in S.L.U. – il carico accidentale è stato distribuito sulla lunghezza di 1.20 m e poi moltiplicato per il coefficiente di SLU pari a 1.20.

Verifica a schiacciamento del singolo concio:

- H = 457.6 kN Risultante orizzontale alle imposte
- V = 399.0 kN Risultante verticale alle imposte
- N_{Ed} = 607.12 kN Sforzo normale di progetto (capacità)

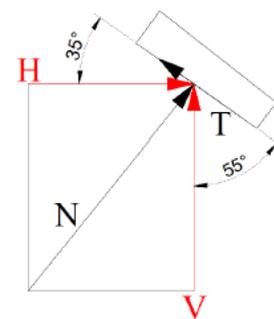
Caratteristiche sezione dell'arco:

- Spessore arco s = 35 cm
- Larghezza sezione b = 100 cm
- Resistenze di progetto f_d = 21.10 N/mm²

N_{Rd} = s · b · f_d = 7385 kN Sforzo normale resistente

La verifica di resistenza sull'arco per tutti gli scenari analizzati risulta essere:

N_{Ed} < N_{Rd}



Condizione di **Operatività** dell'arco **VERIFICATA**

VERIFICA SPALLE

Per la verifica delle spalle si rimanda all'elaborato dei Fascicoli dei calcoli.

Firmato da:

Pacini Emanuele

codice fiscale PCNMNL78B14D612X

num.serie: 151784363803881037269789361634263171229

emesso da: ArubaPEC S.p.A. NG CA 3

valido dal 04/10/2019 al 04/10/2022