

Plénières de la Conférence CICONN'25

4^{ème} **C**onférence **I**nternationale de **CO**nstruction **M**étallique et **M**ixte

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE, ALGER, 26-27 OCTOBRE 2025



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Ecole Nationale Polytechnique

4ème Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte

CICOMM'2025

26-27 Octobre 2025 – Alger, Algérie

Programme

Organisée par :

Ecole Nationale Polytechnique

En collaboration avec

L'université de Tlemcen, le CNERIB et l'université de Clermont Auvergne



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



PROGRAMME SCIENTIFIQUE

Journée du Dimanche 26 Octobre 2025

08h00 – 09h00	Accueil des participants et invités	
09h00 – 10h15	Ouverture officielle de la Conférence Internationale Allocution du directeur de l'école Pr. Abdelouahab Mekhaldi ENP Alger Modérateur 1 : Dr. Abdelmadjid Tadjadit, ENP Alger Modérateur 2 : Prof. Brahim Khalil Benazzouz, ENP Alger Allocution du représentant des fondateurs CICOMM (UCA, Tlemcen, CNERIB)	
10h15 – 11h00	Conférence plénière 1 (Amphithéâtre 1C) Prof. Nouredine Bourahla , Ecole Nationale Polytechnique, Alger Titre : Intelligent automation in steel structural design (state of the art and case study).	
11h00 – 11h30	Pause-café et sponsors	
11h00 – 12h30	Session thématique 1 (Salle 1 : Amphithéâtre 1C) Animateurs : Pr. N. Boumechra - Pr A. Megnounif	Session thématique 2 (Salle 2 : Salle23 Génie Mécanique) Animateurs. Pr. A. Abidelah - Dr. A.Y. Rahmani
11h30 – 11h45	Maghaghi Bilal EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF A MODIFIED HEADED STUD SHAPE USING PUSH-OUT TESTS	Benkraled Mohamed Ilyes ÉTUDE DE L'EFFET D'AMORTISSEUR A MASSE ACCORDÉE SUR LES BÂTIMENTS IRRÉGULIERS DE MOYENNE HAUTEUR AUX EXCITATIONS SISMQUES EN TENANT EN COMPTE L'INTERACTION SOL STRUCTURE
11h45 – 12h00	Jurkiewicz Bruno RETOUR D'EXPERIENCE SUR DES SOLUTIONS DE MIXITE ACIER-CLT	Larbi Selma MULTI-DAMAGE/ANOMALY DETECTION IN KNEE BRACED STEEL STRUCTURES
12h00 – 12h15	Tabet-Derraz Moulay Idriss ÉTUDE EXPERIMENTALE DES POUTRES MIXTES EN VRAIE GRANDEUR AVEC LES CONNECTEURS OMEGA	Larabat Ziane Ahmed EFFET DES TRONÇONS DE CISAILLEMENT VERTICAL ET HORIZONTAL COMBINÉS SUR LE COMPORTEMENT NON LINÉAIRE DES CONTREVENTEMENTS À BARRES EXCENTRÉES
12h15 – 12h30	--Débat--	--Débat--

4ème Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte, CICOMM'2025, 26-27 Octobre 2025 – Alger, Algérie

12h30 – 14h00	Pause-Déjeuner et Posters Session 1	
14h00-14h30	Présentations entreprises sponsors	
14h30 – 15h15	Conférence plénière 2 (Amphithéâtre 1C) Animateur : Dr. A. Kada Prof. Abdelhamid Bouchair , Université Clermont Auvergne, Clermont-Ferrand, France. Titre : Structures et assemblages métalliques et mixtes avec perspectives de réemploi	
15h15-16h00	Conférence plénière 3 (Amphithéâtre 1C) Animateur : Pr. A. Bourzam Prof. Abdelouahab Khelil , Université de Nancy, France. Titre : Influence des imperfections géométriques sur la stabilité globale des structures métalliques-Interaction méthode d'analyse et conception.	
16:00-16h30	Pause-café et sponsors	
16:30 – 19h00	Session thématique 3 (Salle 1 : Amphithéâtre 1C) Animateurs : Pr. T. Branci - Dr. Jurkiewicz -Dr. A. Kada Prix jeune chercheur	Session thématique 4 (Salle 2 : Salle23 Génie Mécanique) Animateurs : Pr. Z. Benadla-M. J.P. Douroux
16h30 – 16h45	Fekir Mohammed Mokhtar INFLUENCE DE LA MODELISATION DU CONTACT ENTRE CONTRE-PLAQUE ET SEMELLE SUR LE COMPORTEMENT CYCLIQUE DES T-STUB	Babouri Mohamed MODELISATION EN ELEMENT FINIS DU CONTACT SOL-STRUCTURE EN UTILISANT LE MODELE DE ZONE COHESIVE (CZM) : COMPARAISON SABLE-BETON AVEC SABLE-ACIER
16h45 – 17h00	Benarba Zakaria INFLUENCE DE LA CHARGE CYCLIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES TRONÇONS EN TE RAIDIS	Becheur Abdelhamid INVESTIGATIONS NUMERIQUES SUR LE COMPORTEMENT AU CONTACT DANS LES ASSEMBLAGES BOULONNES POTEAUX-POUTRES PAR PLATINES D'EXTREMITES
17h00 – 17h15	Daci Abderaouf IDENTIFICATION EXPERIMENTALE, NUMERIQUE ET ANALYTIQUE DES PARAMETRES DYNAMIQUES D'UN PORTIQUE EN ACIER DE TROIS ETAGES	Missoum Mohamed Abdelghani ETUDE COMPARATIVE ENTRE BOULONS SERTIS HUCK FIT ET À HAUTE RESISTANCE HR SOLLICITES EN TRACTION
17h15 – 17h30	Bentifour Abdellatif ANALYSE SISMIQUE ET IDENTIFICATION DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE D'UN MODELE REDUIT DE PILE DE PONT EN UTILISANT LA TABLE VIBRANTE	Merad Boudia Sofiane Boumedyen ANALYSE NUMERIQUE DE L'EFFET DE LA PRECONTRAINTES DES BOULONS SUR LE COMPORTEMENT D'UN TRONÇON EN TE

4ème Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte, CICOMM'2025, 26-27 Octobre 2025 – Alger, Algérie

17h30 – 17h45	<p>Douah Yasmina INFLUENCE DES MODES DE REFROIDISSEMENT SUR LE COMPORTEMENT POST-INCENDIE D'UNE POUTRE METALLIQUE</p>	<p>Logzit Nacer ÉVALUATION DE LA DURABILITÉ DES DÔMES CÂBLES GÉOMÉTRIQUEMENT NON LINÉAIRES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE MULTIAXIAL</p>
17h45 – 18h00	<p>Zeggar Rabia Zahra RESEARCH ON TERMINOLOGY AND PROCEDURES FOR PROGRESSIVE COLLAPSE OF BUILDINGS</p>	<p>Bachir Sara COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES POUTRE POTEAU A L'AXE FAIBLE : SYNTHÈSE DES TRAVAUX ET VALIDATION DU MODÈLE ANALYTIQUE/Axe2</p>
18h00 – 18h15	<p>Rouabhi Amina INFLUENCE OF SEMI-RIGID CONNECTIONS ON SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES: A COMPARATIVE PUSHOVER ANALYSIS</p>	<p>Bekkar Izzedine EFFET DU DIAMÈTRE DE SOUDURE PAR BOUCHON SUR LA RÉSISTANCE DES TOILES MINCES « ÉTUDE EXPERIMENTALE SELON LES NORMES EUROPEENNES »</p>
18h15 – 18h30	<p>Dekmous Ibtissam ANALYSE DE L'IMPACT DES PARAMÈTRES STRUCTURAUX SUR LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES STRUCTURES EN ACIER FORME A FROID</p>	<p>Bassil Lina COMPORTEMENT DES CONNECTEURS DEMONTABLES DANS LES STRUCTURES MIXTES ACIER-BETON</p>
18h30 – 19h00	<p>--Délibérations--</p>	<p>--Débat--</p>

Journée du Lundi 27 Octobre 2025

08h30 – 09h15	Conférence plénière 4 (Amphithéâtre 1C) Animateur : Dr. A. Missoum Prof. Nadir Boumechra , Université de Tlemcen Titre : Réhabilitation des ouvrages anciens par apports métalliques - Avantages et inconvénients.	
09h15 – 10h00	Conférence plénière 5 (Amphithéâtre 1C) Animateur : Pr. A. Abidelah Prof. Federico Mazzolani , Université de Naples, Italie. Titre : The Archimede's Bridge: a challenge for water crossing	
10h00 – 10h30	Pause-café	
10h30 – 12h00	Session thématique5 (Salle 1 : Amphithéâtre 1C) Animateurs : Pr. N. Ihadoudène - Dr. A. Missoum- Dr. A. Kada	Session thématique6 (Salle 2 : Salle23 Génie Mécanique) Animateurs : Pr. F. Ammari - Pr. B.K. Benazzouz - Pr. A. Bourzam
10h30 – 10h45	Gramez Abdelghani OPTIMIZED METALLIC MICRO-PERFORATED PANEL STRUCTURES FOR ENHANCED LOW-FREQUENCY SOUND ABSORPTION	Khadraoui Mohamed FLAMBEMENT DES BARRES COMPRIMEES ET COMPRIMEES-FLECHIES AVEC EFFET DE DEFORMATION INITIAL ET EXCENTRICITE DU CHARGEMENT
10h45 – 11h00	Serdoun Abdenour ANALYSE NUMERIQUE DES CONTRAINTES ET MOMENTS RESISTANTS DANS LES ASSEMBLAGES EN PROFILES FORMES A FROID : COMPARAISON ENTRE PROFILS C ET SIGMA.	Yessad Ouissam ADVANCED DESIGN OF BOLTED STEEL BRACED CONNECTION SATE LEVATED TEMPERATUERS
11h00 – 11h15	Merad Boudia Sofiane Boumedyen ÉTUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN TRONÇON EN TE AVEC ET SANS RAIDISSEURS	Benyelles Chems-eddine Mehdi ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN ASSEMBLAGE DE PIED DE POTEAU AVEC ET SANS RAIDISSEURS
11h15 – 11h30	Douroux Jean-François / Muzeau Jean-Pierre BIEN CONNAÎTRE LES OUVRAGES FERROVIAIRES MÉTALLIQUES ANCIENS POUR POUVOIR LES ENTRETENIR ET LES RÉHABILITER EFFICACEMENT	Hamidi Ahmed ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES POUTRES COMPOSITES BASÉES SUR UNE MODÉLISATION MONOCOUCHE ÉQUIVALENTE
11h30 – 11h45	--Débat--	--Débat--

4ème Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte, CICOMM'2025, 26-27 Octobre 2025 – Alger, Algérie

12h00-12h30	Présentations entreprises sponsors
12h30 – 14h00	Pause-Déjeuner et Posters Session 2
14h00 – 14h45	<p>Conférence plénière 6 (Amphithéâtre, Auditorium) Animateur : M. J-F. Douroux Prof. Jean-Pierre Muzeau, CHEC (Paris) et Polytech Clermont-Ferrand, France. Titre : Le viaduc de Garabit (1882) : preuve de la longévité des ouvrages Eiffel.</p>
14h45 – 15h15	Pause-café
15h15 – 17h15	<p>Atelier formation : Amphithéâtre 1C Animateurs : Pr. D. E. Kerdal</p> <p><i>Formation en construction métallique et mixtes (outils et évolutions)</i></p> <p>15-20 minutes : Exemple d'enseignement en Algérie (Pr. N. Boumechra)</p> <p>15-20 minutes : Bilan de l'action de l'APK depuis sa création en 1991 (Pr. J-P. Muzeau)</p> <p>15-20 minutes : Exemples d'enseignement en France (Pr. A. Bouchair, M. J-F. Douroux)</p> <p>15-20 minutes : Enseignement de la RdM pour les ingénieurs (Pr. J-P. Muzeau)</p> <p>CONNAISSANCES RÉELLES EN RDM CONSTATÉES SUR UN PANEL DE JEUNES INGÉNIEURS GÉNIE CIVIL DIPLÔMÉS DANS DIFFÉRENTS PAYS</p> <p><i>Discussions (expériences, outils d'enseignement, ressources à partager...)</i></p>
17h15 – 18h00	<p>(Amphithéâtre 1C)</p> <p>BILAN SCIENTIFIQUE – SEANCE DE CLÔTURE</p>

Liste des Posters

Session 1			
1	BELKORISSAT ISMAHENE	EFFET DE LA RÉPARTITION DES MAINTIENS LATÉRAUX SUR LE COMPORTEMENT AU DÉVERSEMENT DES POUTRES MÉTALLIQUES EN I DOUBLEMENT SYMETRIQUES	Axe 1
2	BENGRAB REDA	PARAMETERIC STUDY OF SIMPLY SUPPORTED FGM PLATES USING HSDT THEORY, FOR THE BENDING, FREE VIBRATION, AND BUCKLING BEHAVIOR UNDER COMBINED LOADING	Axe 1
3	KILARDJ MADINA	ANALYSE NON LINEAIRE DU FLAMBEMENT PAR TRACTION	Axe 1
4	MAHI IMENE	TOWARDS AN OPTIMAL DESIGN OF COLD-FORMED STEEL PROFILES: EVALUATION OF THE CRITICAL DISTORTIONAL STRESS	Axe 1
5	BAGHDADLI AHMED ANES	INFLUENCE DES DEFATS GEOMETRIQUES DE LA PLATINE D'EXTREMITE SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL D'UN ASSEMBLAGE POUTRE-POTEAU PAR BOULONS PRECONTRAINTS	Axe 2
6	MEGHIZROU AMAR TOUFIK	COMPARAISON ENTRE LA METHODE DES COMPOSANTES ET LA METHODE CBFEM APPLIQUEES AU ASSEMBLAGE BOULONNE PAR PLATINE D'ABOUT	Axe 2
7	TAIBI SARRA	NUMERICAL STUDY OF THE COLD-FORMED SECTION UNDER FIRE	Axe 4
8	CHORFI MOHAMED OUSSAMA	DEVELOPPEMENT D'UN ELEMENT FINI DE POUTRE MIXTE AVEC CONNEXION PARTIELLE POUR L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES POUTRES MIXTES ACIER-BETON	Axe 3
Session 2			
9	LARABAT ZIANE AHMED	ANALYSE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN ACIER A ELEMENTS PRS A SECTION VARIABLE ET ELEMENTS FORMES A FROID ET D'UN BATIMENT CONVENTIONNEL A PROFILES LAMINEES SELON L'EUROCODE 3	
10	AICHOUCHE MOHAMED EL AMIN	ANALYSE PARAMETRIQUE D'UN ASSEMBLAGE EN PIED DE POTEAU EN ACIER : EFFETS DES RAIDISSEURS SUR LA RESISTANCE ET LA FLEXION DES TIGES D'ANCRAGE	Axe 2
11	ABADA GHENAM	MODELISATION NUMERIQUE NON LINEAIRE DES DALLES MIXTES	Axe 3
12	SAKHRI NAFISSA	ENHANCEMENT OF STRUCTURAL PERFORMANCE OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS THROUGH C-SHAPED PERFORATED ANGLE CONNECTORS	Axe 3
13	BEKHTI Sid Ahmed	ANALYSE COMPARATIVE DE L'EFFICACITE ENERGETIQUE DE L'ENVELOPPE DANS UN BATIMENT METALLIQUE : ETUDE DE CAS A ORAN	Axe 4
14	MRAIN SOHEIR	EFFETS DE LA FORME DES FISSURES SUR LA REPOSE DYNAMIQUE ET L'INTENSITE DES CONTRAINTES DANS LES POUTRES EN CONSOLE EN ACIER	Axe 4
15	BENNOUI IMED	INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES MECANQUES SUR LE COMPORTEMENT CYCLIQUE DES ASSEMBLAGES DES COLONNES METALLIQUES REMPLIES DE BETON	Axe 2
16	ABDEMEZIANE NABIL	CREATION D'UN DESIGN ESTHETIQUE, ELANCE ET RAPIDE A MONTER POUR PYLONE EN ACIER	Axe 5
17	BOULABEIZ SELMA	SUBSTITUTION OF CLINKER WITH MARBLE POWDER IN BINARY CEMENTS FOR COMPOSITE STRUCTURES: TOWARDS SUSTAINABLE CONSTRUCTION	Axe 6
18	GRAMEZ ABDELGHANI	DESIGNING METALLIC RESONATOR ARRAYS FOR TARGETED ACOUSTIC ABSORPTION: A SIMULATION-DRIVEN APPROACH	Axe 6
19	BOUBEKRI AMEL	UTILISATION DES RESEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS POUR LA PREDICTION DE LA RIGIDITE INITIALE DES ASSEMBLAGES POTEAU-POUTRE	Axe 8

Conférence plénière 1

Prof. **Nouredine Bourahla**,

Ecole Nationale Polytechnique, Algiers, Algeria

Titre :

Intelligent automation in steel structural design (state of the art and case study).

INTELLIGENT AUTOMATION IN STEEL STRUCTURAL DESIGN (STATE OF THE ART AND CASE STUDY)

Nouredine Bourahla

LGSDS, Département de génie Civil, ENP, 10 Rue des Frères OUDEK, El Harrach 16200, Alger, Algérie.

Abstract

The Architecture, Engineering, and Construction (AEC) industry is undergoing a profound transformation driven by the need for greater efficiency, accuracy, and sustainability in the construction process. Steel construction, as one of the main building systems that lends itself well to industrialization, is particularly influenced by this shift.

This presentation explores the state of the art in intelligent automation applied to steel structural design, emphasizing the integration of computational tools, Building Information Modeling (BIM), and Artificial Intelligence (AI). It begins with a historical overview of the evolution of automation in steel design, followed by a discussion of current design automation methods including rule-based systems, parametric modeling, and optimization techniques highlighting their contribution to improving efficiency, consistency, and accuracy in structural design workflows. The role of machine learning and knowledge-based systems in supporting decision-making and design validation is also examined.

The concept of structural design automation is first introduced, followed by a case study on the automated design and optimization of earthquake-resistant cold-formed steel (CFS) structures within a BIM environment. This case study demonstrates the practical implementation of an integrated workflow linking architectural and structural design processes. The presentation concludes with a reflection on the challenges and future directions of intelligent automation in structural engineering, particularly its potential to enable fully integrated, data-driven, and sustainable design practices.

Keywords :

Steel structural design; Design automation; Design optimization; Cold formed structure; Genetic algorithm, Structural layout optimization; Steel seismic design

4th Internationale Conference on Steel and Composite Structures
CICOMM'2025, 26-27 October 2025, ENP Alger

Intelligent Automation in Steel Structural Design

(State of the Art and Case Study)

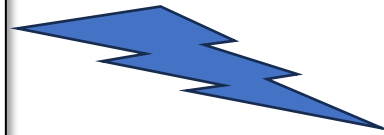
Nouredine Bourahla
Professor of structural dynamics and
earthquake engineering
Ecole Nationale Polytechnique ENP
Algiers

AUTOMATION IN CONSTRUCTION INDUSTRY

INDUSTRY 4.0

New phase in the Industrial revolution that focuses heavily on:

- ✓ Interconnectivity,
- ✓ **Automation**,
- ✓ **Machine learning**,
- ✓ Real-time data.



CONSTRUCTION 4.0

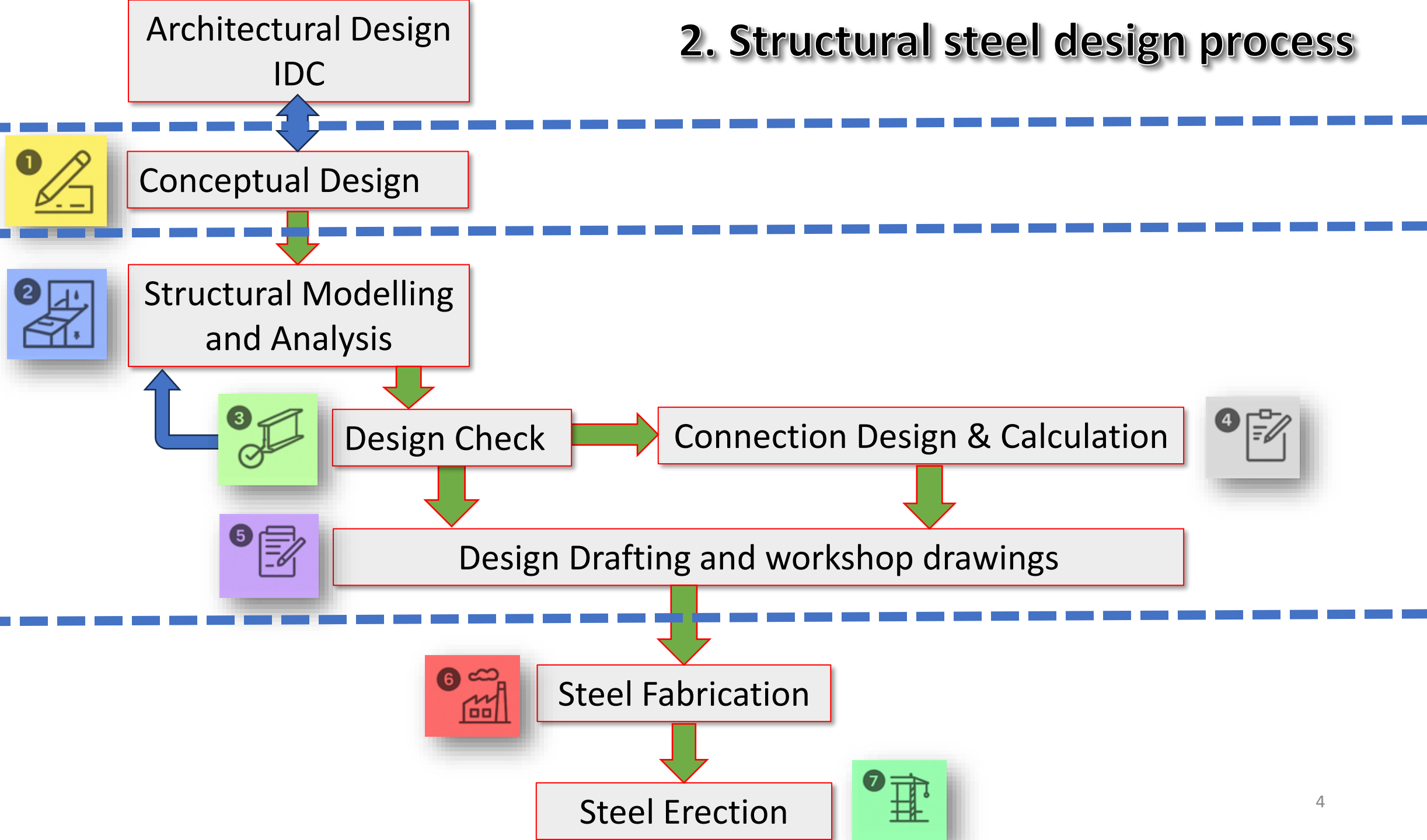
the digitalization, automation, and integration of the construction processes over all the phases of the construction value chain. This tendency can be referred to as '**Construction 4.0**'.



In This Presentation, I'll Explore...

1. *Introduction*
2. *Structural steel design process*
3. *Evolution of Automation in Steel Design*
4. *Concept of the intelligent automatic structural design*
5. *Case study: Automatic design of Cold formed steel (CFS) layouts*
6. *Perspectives of automation in AEC sector*
7. *Conclusion*

2. Structural steel design process

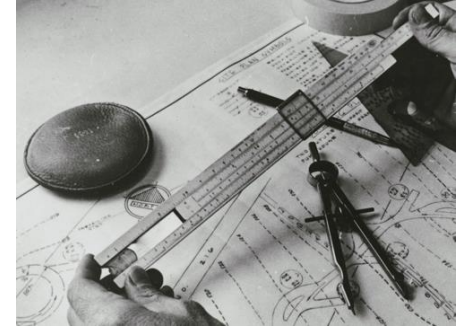


3. Evolution of Automation in Steel Design

Pre-1960s

Manual analysis and design

- Simplified calculation method
- Empirical design method
- Approximate calculation approach
- slide rules & drafting tables.



1960s–1970s

Early computer analysis using mainframes

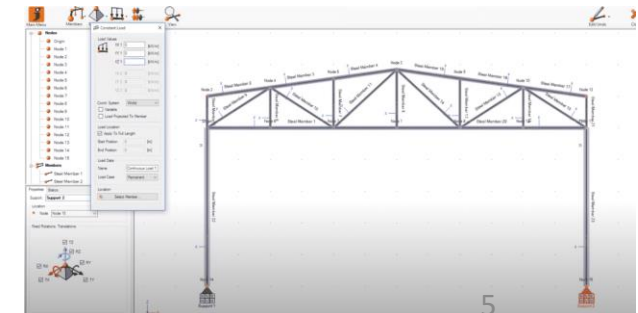
- Matrix methods and early software (e.g., SAP4)
- Design checks still manual
- Drafting tables still being used



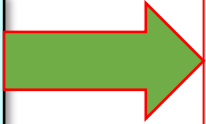
1980s

Commercial structural software (STAAD, SAP80, ETABS)

- Finite Element Method became mainstream
- Analysis automated
- Design partially automated

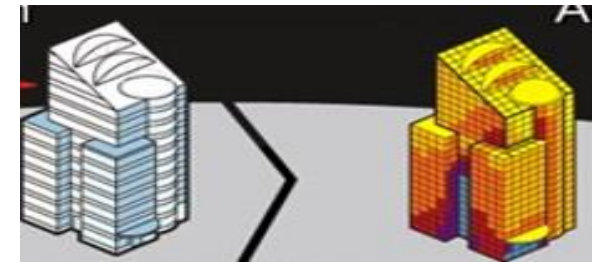


1990s



Integration of analysis + design

- Automated code checks
- Automated members optimization
- AutoCAD and early 3D modeling introduced (Xsteel)



2000s



Rise of BIM (Tekla Structures, Revit)

- Integration from design to fabrication
- Automated clash detection
- CNC-ready detailing

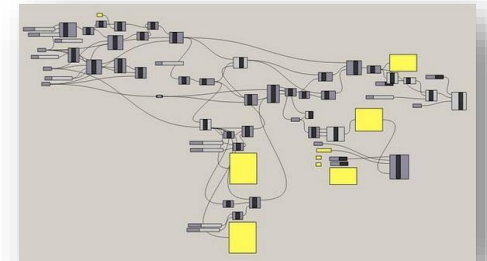


2010s



Parametric & optimization tools (Grasshopper, Dynamo)

- Interoperability between structural analysis and BIM platforms
- Connection design and detailing automation
- Integration of optimization algorithms directly into workflows



2020s

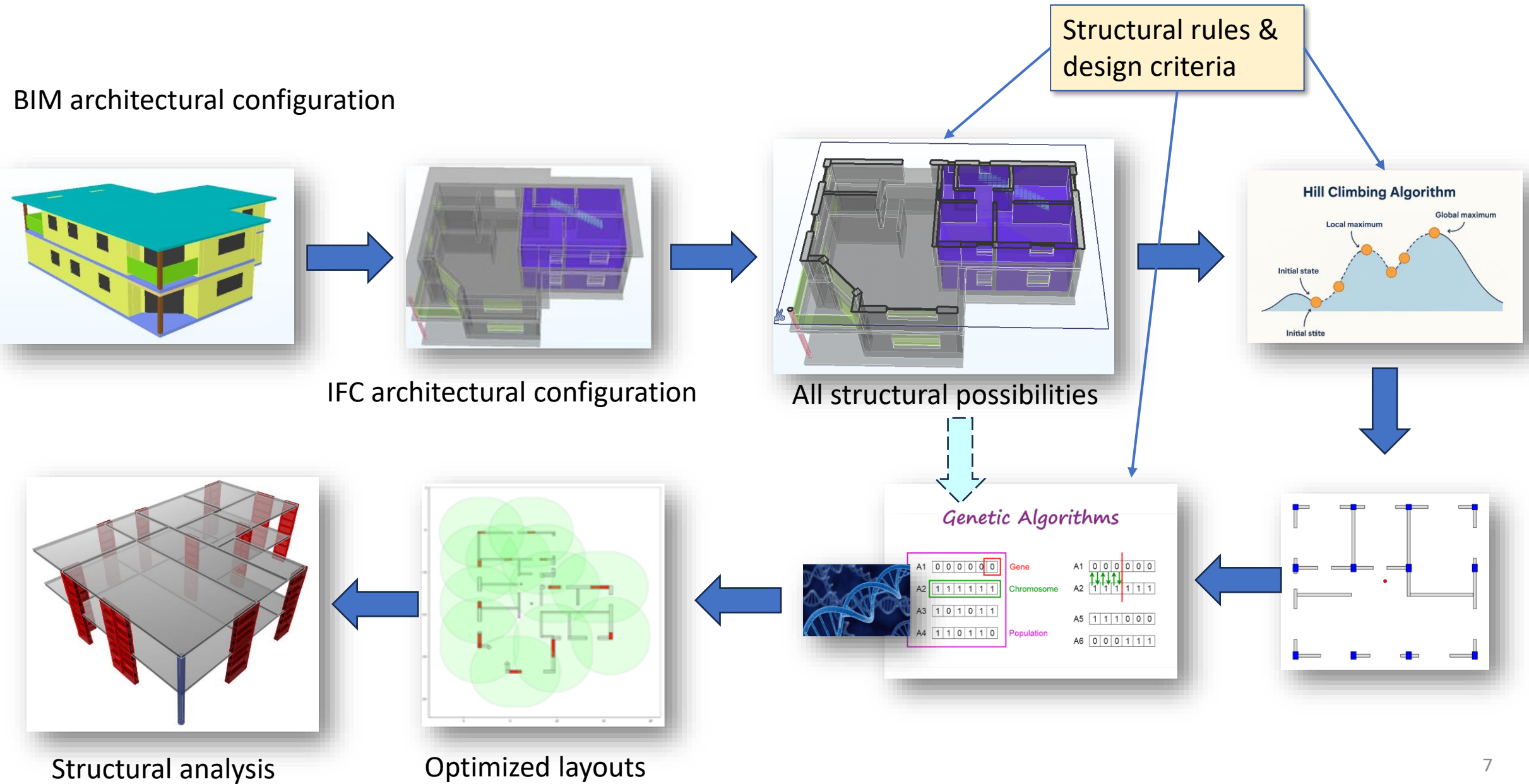


AI & generative design

- Machine Learning (ML) for predictive design and code compliance checking
- Generative Design and multi-objective optimization



4. Concept of the intelligent automatic structural design

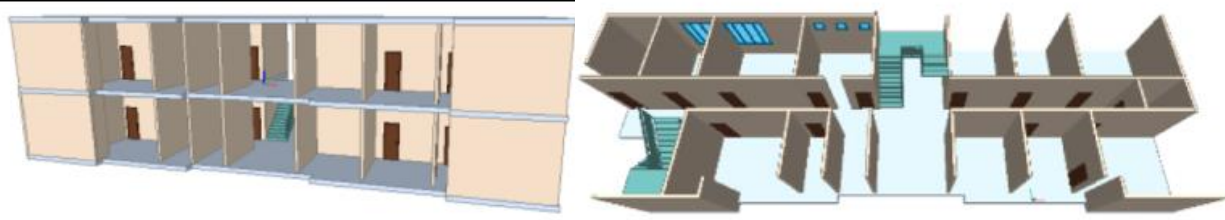


5. Case study : Cold formed steel structural design





Architectural IFC BIM model

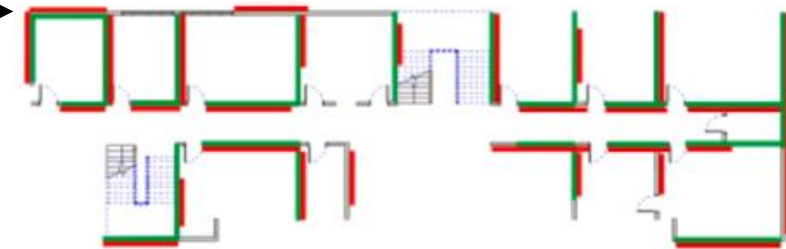


Structural rules, load path algorithm

GENETIC ALGORITHM

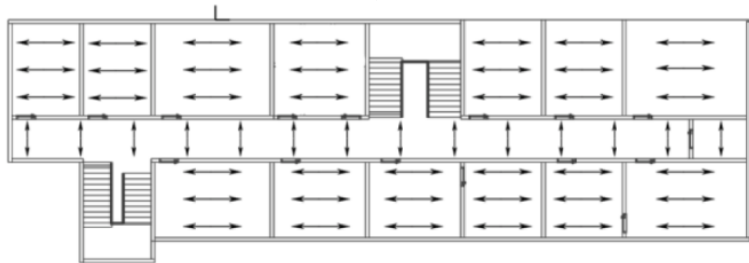


GA generated SWP
Convventional SWP

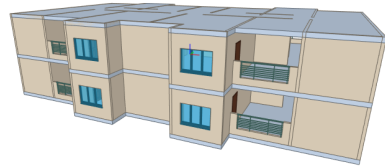


Optimized CFS layout

Joist orientation and potential geometric positions of SWP



Genetic algorithm



Input an IFC format model of an architectural configuration from a BIM platform

Optimization parameters:
weights of the objective function

CFS
Structural
constraints

Define potential positions of
SWPs

Define floor joists orientation

Generate randomly an initial
population of structural layouts

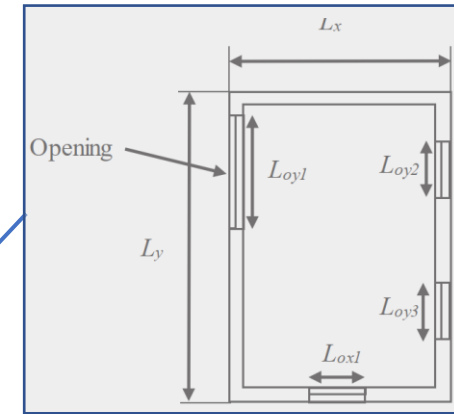
Evaluate Fitness

Selection

Limit of
iterations

Crossover and mutation

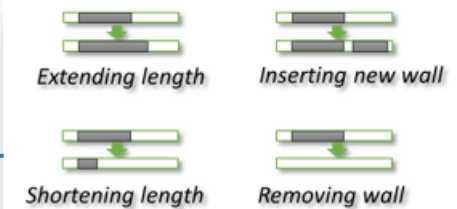
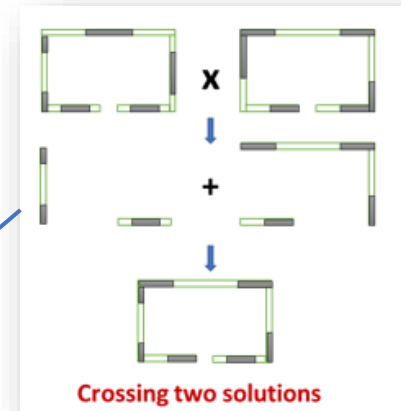
Best fit
layout



$$L_{wt} < L_{wtmin}: score_1 = \left(\frac{L_{wt}}{L_{wtmin}} \right)^3$$

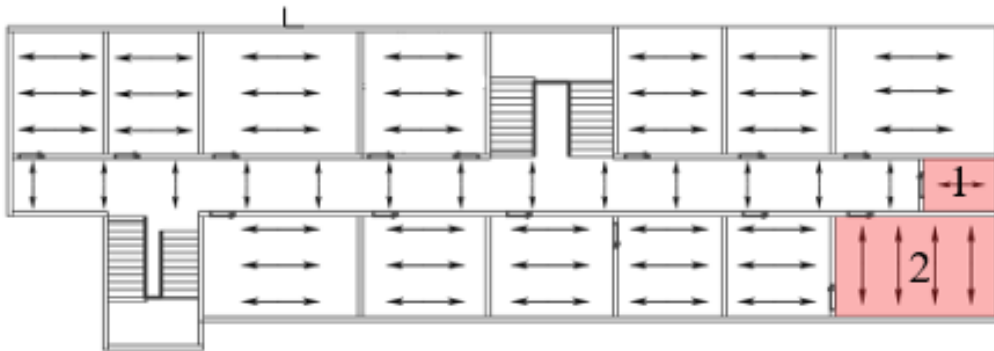
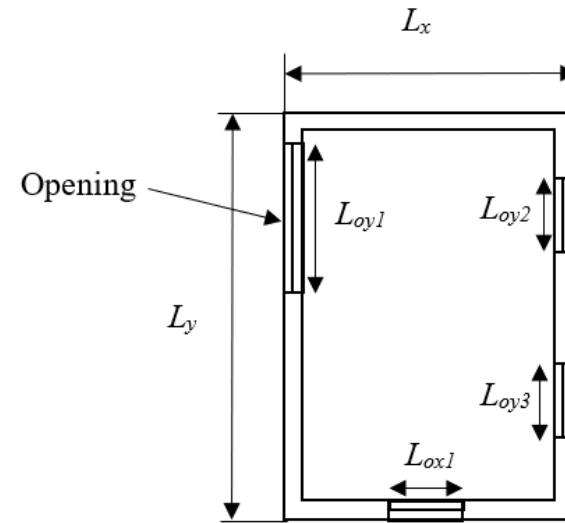
$$Score_3 = \frac{e_{ox} + e_{oy}}{e_{max}}$$

$$Score_2 = \frac{r_x}{r_{xmax}} + \frac{r_y}{r_{ymax}} = \sqrt{2 \frac{\sum (x_i^2 l_{wyi} + y_i^2 l_{wxi})}{\left(\frac{D_x}{2}\right)^2 \times L_{wty} + \left(\frac{D_y}{2}\right)^2 \times L_{wtx}}}$$

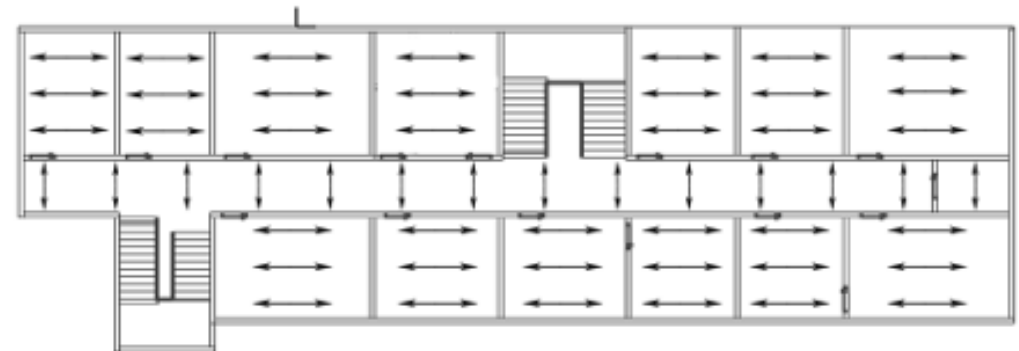


Mutation function of walls

Floor joists direction

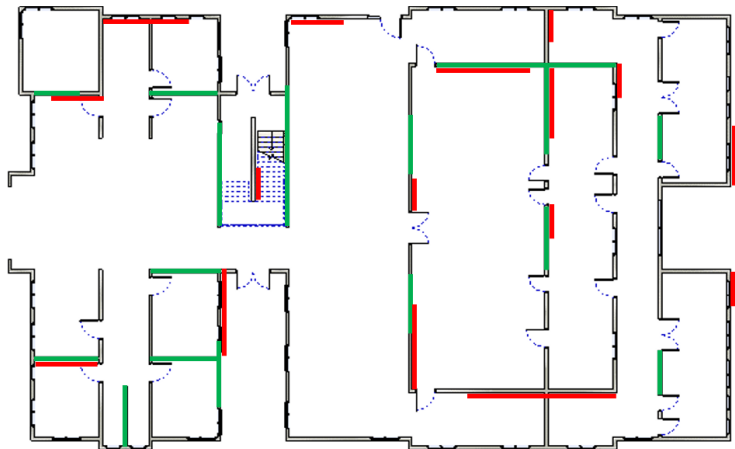
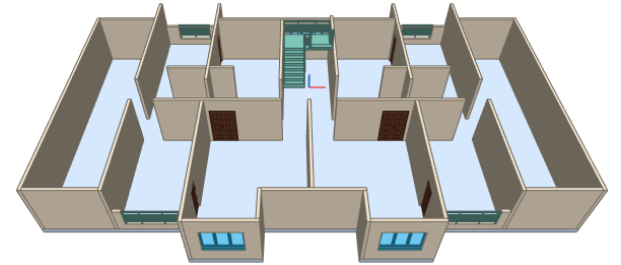
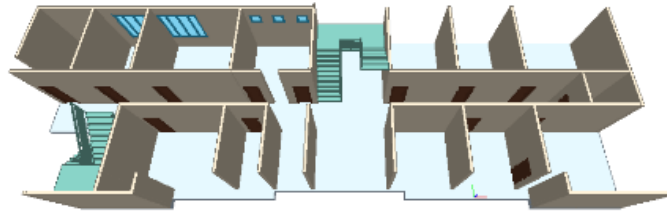
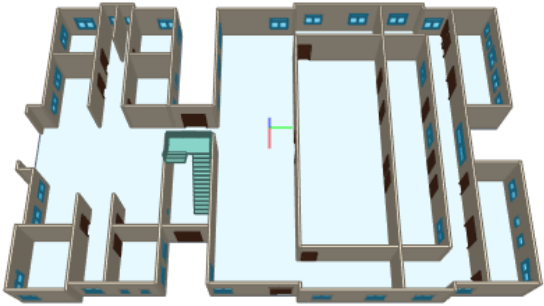
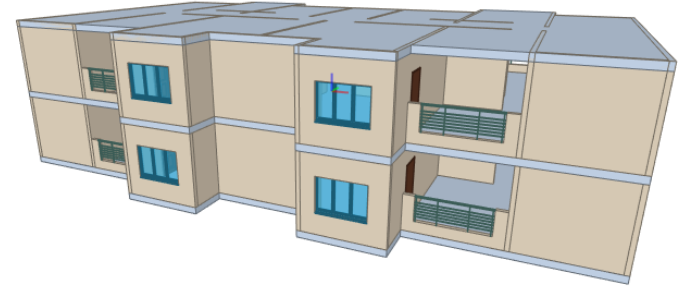
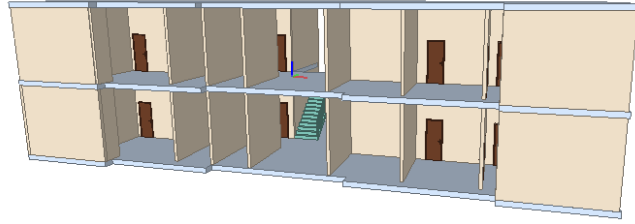
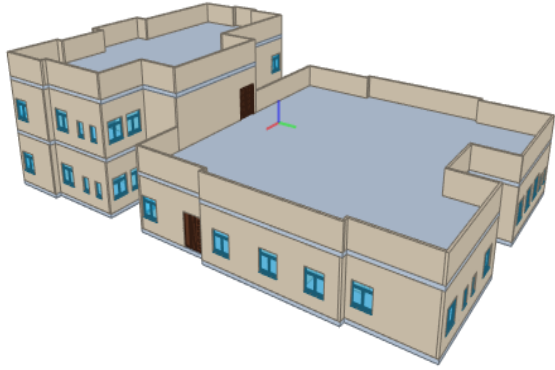


(a) GA generated orientation



(b) designer orientation

Performance



— GA generated SWP
— Conventional SWP

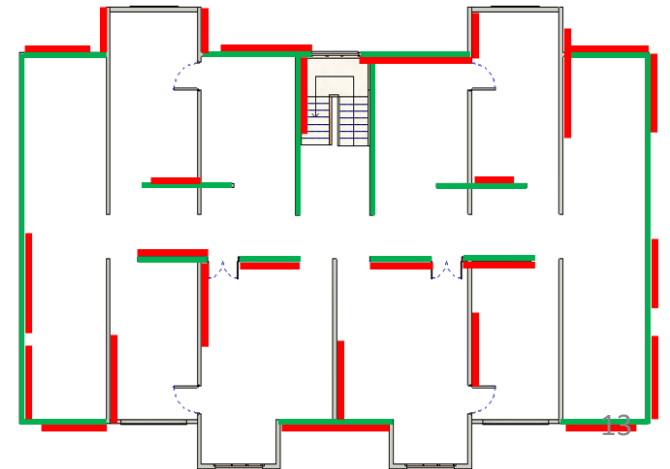
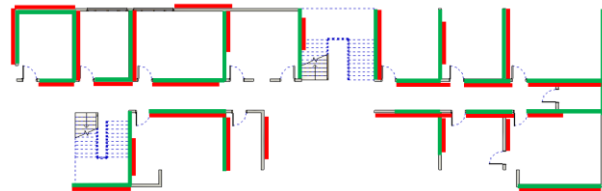


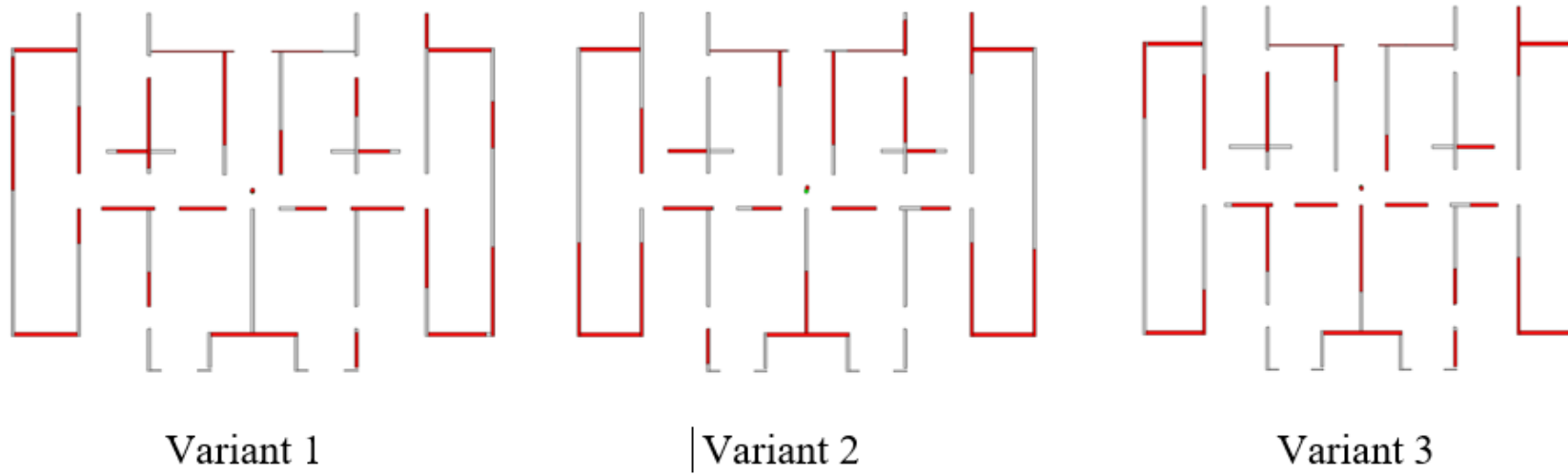
Table 1. Eccentricity values relative to different weight values

Weights	Model 1		Model 2		Model 3	
w_i	e_{0x}	e_{0y}	e_{0x}	e_{0y}	e_{0x}	e_{0y}
0	3.6 %	24.4 %	7.1 %	1.9 %	11.0 %	1.3 %
1	1.8 %	0.9 %	3.0 %	4.0 %	0.9 %	1.3 %
2	0.4 %	0.8 %	3.5 %	3.0%	0.3%	0.3 %
3	0.1 %	0.1 %	0.2 %	0.3%	0.1 %	0.2 %

Table 2. Variation of torsional radius scaling factor’s value

Model	Scaling Factor	Percentage of peripheral walls	Eccentricity	
			e_{0x}	e_{0y}
1	0	27 %	0.6%	0.3 %
	1	18 %	1.8 %	0.9 %
	2	21 %	2.8 %	1.9 %
	3	24 %	4.3 %	3.5 %
2	0	26 %	1.6 %	0.2 %
	1	28 %	3.0 %	4.0 %
	2	30 %	0.4 %	2.0 %
	3	30 %	4.0 %	7.4 %
3	0	49 %	0.1%	0.0%
	1	41 %	1.3 %	2.0 %
	2	46 %	2.5 %	0.9 %
	3	58 %	3.0 %	1.0 %

Robustness



Variant	e_{0x}	e_{0y}	r_x	r_y	L_{wtx}/L_{wtmin}	L_{wty}/L_{wtmin}
1	0.04%	0.31%	17.33	17.31	1.0	1.0
2	0.22%	0.97%	17.53	17.52	1.0	1.0
3	0.10%	0.25%	17.20	17.18	1.0	1.0

Future Perspectives

Short Term – Integration & Efficiency

- Streamlined BIM-based workflows from design to fabrication
- Automated connection design & CNC-ready detailing

Medium Term – Intelligence & Optimization

- AI-assisted design and code compliance checking
- Generative and optimization-based structural design
- Automated documentation and robotic fabrication planning

Long Term – Autonomous & Adaptive Systems

- Full automation of design–fabrication–erection workflows

CONCLUSION

- Steel design naturally lends itself to automation through precision and industrialization.
- Automation has evolved from CAD and FEM to fully integrated BIM and AI-driven workflows.
- Future outlook: intelligent, data-driven, and sustainable design processes.
- Structural engineers' role is shifting toward digital integration and automation management.
- Education must adapt to include computational design and AI literacy.

Let's be prepared

Further reading

- ❑ Taфраout S., Bourahla N., Bourahla Y. and Mebarki A. (2019), Automatic structural design of RC wall-slab buildings using a genetic algorithm with application in BIM environment, Automation in Construction 106 (2019) 102901, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2019.102901>.
- ❑ Hannachi A., Taфраout S., Bourahla N. (2025). Performance assessment and improvement of automated structural seismic design of RC systems per EC08 and RPA2024, Academic Journal of Civil Engineering, 43(1), 563-572, <https://doi.org/10.26168/ajce.43.1.46>
- ❑ Bourahla N., Larfi S., Souaci K., Bourahla Y., Taфраout S., Intelligent automation and optimization of reinforced concrete dual systems for earthquake resisting buildings in a BIM environment, Journal of Building Engineering 76 (2023) 107111, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.107111>
- ❑ Bourahla N., Taфраout S., Bourahla Y., Serier El-Hirts A., Skoudarli A. (2022), GA based design automation and optimization of earthquake resisting CFS structures in a BIM environment, Structures 43 (2022) 1334–1341, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.07.041>
- ❑ Larbi S., Bourahla N., Hannachi A., Bourahla Y., Application of an intelligent multi-damage detection framework for SHM on full scale structures. Proceedings of the 18 World Conference on Earthquake Engineering, June 2024, Milan, Italy.
- ❑ Cherid, D., Bourahla, N., Laghoub, M.S. and Mohabeddine, A. (2022), Sensor number and placement optimization for detection and localization of damage in a suspension bridge using a hybrid ANN-PCA reduced FRF method, International Journal of Structural Integrity, Vol. 13 No. 1, pp. 133-149. <https://doi.org/10.1108/IJSI-07-2021-0075>
- ❑ Djabali-Mohabeddine H., Bourahla N., Khemissa D. and Rouaz I. (2022) Performance of a Hybrid Neural Network Reduced Flexibility Index Method for Localization and Severity Detection of Damages in a Gravity Dam, Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2022, 27(1): 04021061, DOI: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000642
- ❑ Bourahla N., Taфраout S. and Bourahla Y. (2021) Intelligent structural design in BIM platforms: Optimization of RC wall-slab systems. Semenov, V., & Scherer, R.J. (Eds.). eWork and eBusiness in Architecture, Engineering and Construction: Proceedings of the 13th European Conference on Product & Process Modelling (ECPPM 2021), 15-17 September 2021, Moscow, Russia (1st ed.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781003191476-36>

nouredine.bourahla@g.enp.edu.dz



Thank you!



Nouredine Bourahla
Nouredine.bourahla@g.enp.edu.dz

Conférence plénière 2

Prof. **Abdelhamid Bouchair**,

Université Clermont Auvergne, Clermont-Ferrand, France.

Titre :

Structures et assemblages métalliques et mixtes avec
perspectives de réemploi

Clermont-Ferrand, France

Structures et assemblages métalliques et mixtes avec perspectives de réemploi

Prof. AbdelHamid Bouchaïr



**4ème Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte
CICOMM'25**

ENP Alger, 26-27 Octobre 2025

Summary

- Examples of steel-timber combinations
- Bolted connections (steel-timber)
- Timber-steel elements
- Diaphragm effect and bracing
- Dismountable systems (for reuse)

Applications in normal and fire situations

Motorway area (Pech Montat) – South Brive-La-Gaillarde

- Steel Column
- Chords : steel & timber
- Load direction ?



Sport Hall Montbrison

- Timber chords with steel on diagonals and connections



Stadium Jean-Pellez (Aubière)

- Steel-timber beam



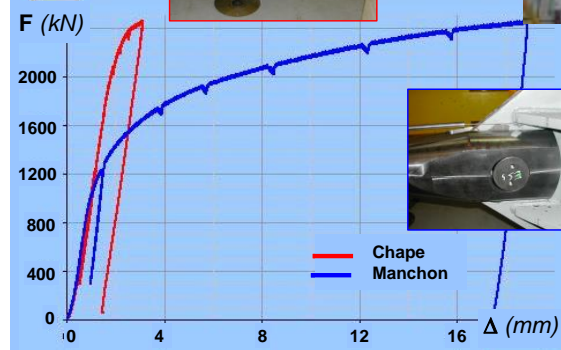
Grande Halle d'Auvergne (Cournon)

Timber beam with steel tensile elements



Grande Halle d'Auvergne

Validation of the ductility in connection by tests



Steel-timber combinations

Steel

- High resistance, stiffness & ductility
- Isotropic material
- Low fire resistance
- Instability

Wood

- Brittle failure
- Low stiffness
- Orthotropic material
- Combustible but Low thermal conductivity
- Sensitive to humidity and load duration



Concrete

- Brittle failure in tension
- Resistance in compression
- Sensitive to load duration
- Resistance to fire
- Mass/stiffness ratio

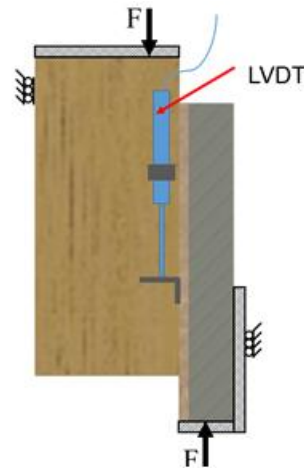
Steel-timber combinations

How to connect structural elements?

- Steel bolts, dowels, plates, transfer elements
- Simple or complex configurations



Shear connection (timber-concrete)

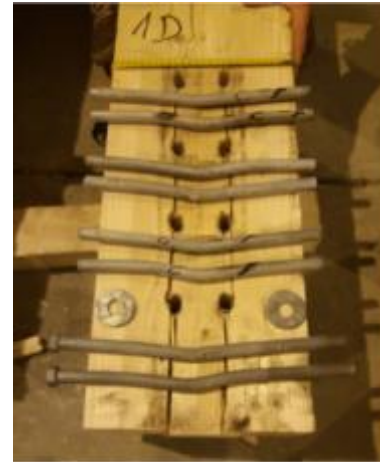


Steel-timber combinations

Evaluate the resistance and stiffness of steel-timber connection:
normal situation to prepare fire test



- Deformation of dowels and steel plate (ductility)
- Fracture of wood



Steel-timber combinations

- Steel & Timber used independantly
- Hybrid elements



Steel bracing elements



Steel-timber-concrete combinations

Reduction of the building self-weight : 40%



Concrete : embasement
Steel : beams and columns
CLT (Cross Laminated Timber) : floors

Building – Brescia (Italy)

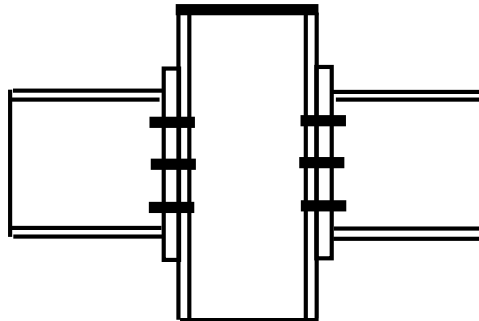


Steel-Timber combination

Flitch Beams



Glulam reinforcement or connection
New construction/rehabilitation



Timber or Hybrid beam connected to steel column

Necessity to know the behaviour of

- Connections (steel, steel-timber)
- Hybrid element
- Shear connection (composite effect with concrete)

In order to develop

- Efficient solutions
- Accurate and safe methods for design

Work developed mainly in the frame of phd thesis

Steel connections : Alkhatab thesis, Abidelah thesis, Maitham Alibrahemy (2019), Sabra Bougoffa

Timber-Steel connections : Bohan Xu, Edouard Cavène (2019)

Timber-concrete beams : Décroly Djoubissié (2018)

Steel-concrete with cellular beams in fire : Gisèle Bihina

Beams with web openings : Sébastien Durif, Taher Al-Dafafea (2018)

Timber-steel in fire : Véronique Saulnier (2022), Manh Hung Nguyen (2023), Antoine Béreyziat (2022)

Steel in fire : Thi Thuy MAI

Timber modeling : orthotropic and brittle material

Hill criterion

+

Hoffman criterion

$$\left[C_1(\sigma_y - \sigma_z)^2 + C_2(\sigma_z - \sigma_x)^2 + C_3(\sigma_x - \sigma_y)^2 + C_4\sigma_x + C_5\sigma_y + C_6\sigma_z + C_7\tau_{yz}^2 + C_8\tau_{xz}^2 + C_9\tau_{xy}^2 \right] \leq 1$$

$$C_1 = \frac{1}{f_{t,90}f_{c,90}} - \frac{1}{2f_{t,0}f_{c,0}}$$

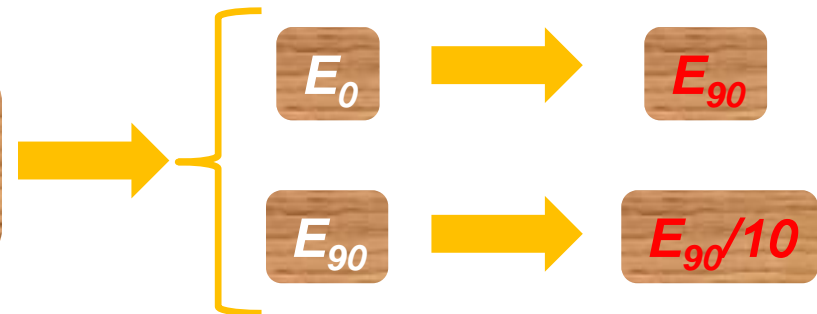
$$C_2 = C_3 = \frac{1}{2f_{t,0}f_{c,0}}$$

$$C_4 = \frac{1}{f_{t,0}} - \frac{1}{f_{c,0}}$$

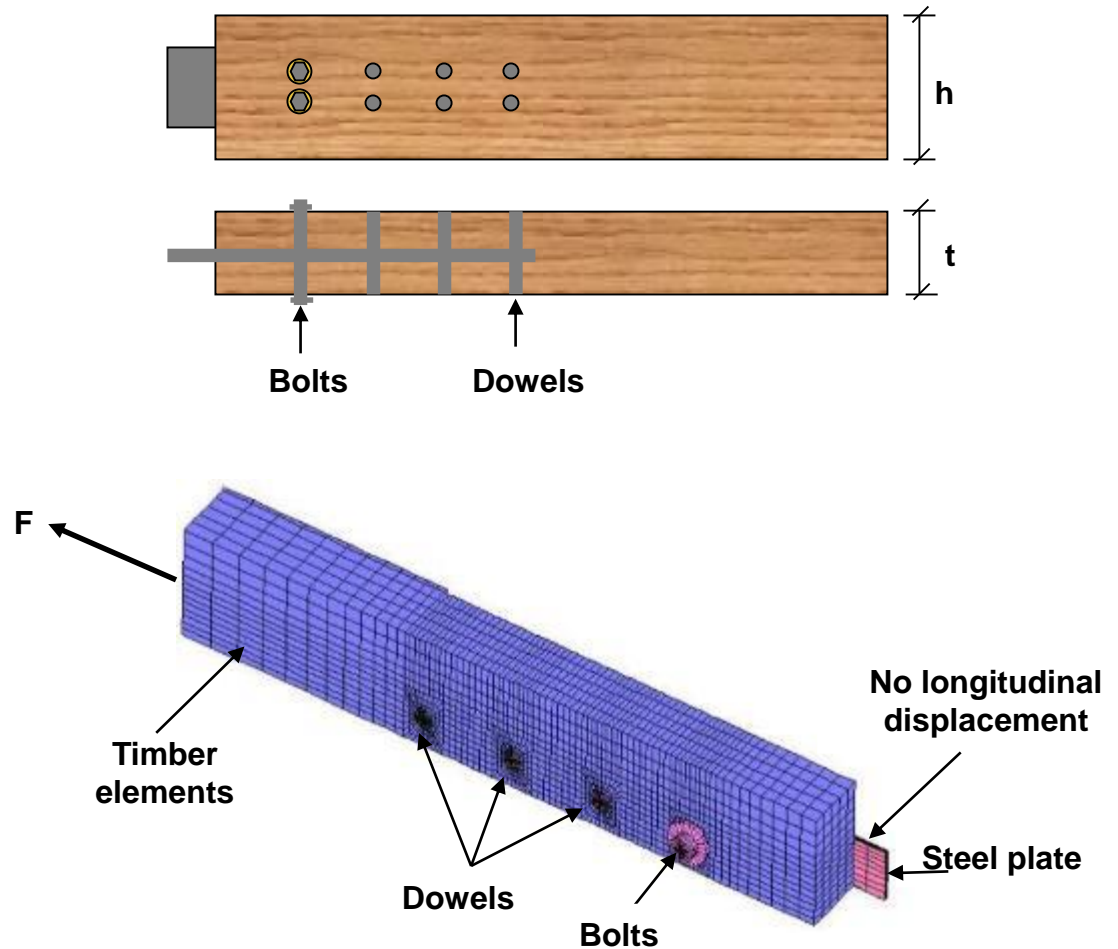
$$C_5 = C_6 = \frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}}$$

$$C_7 = C_8 = C_9 = \frac{1}{f_v^2}$$

**Damage evolution:
reduction of the modulus**

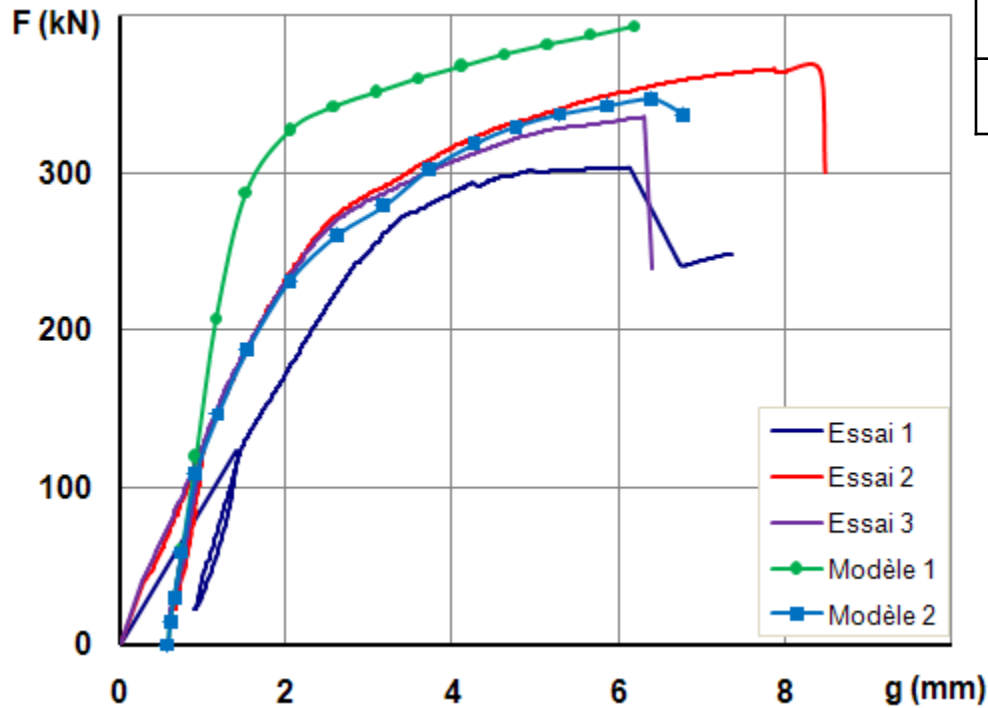


Tension parallel to grain : tests and modeling



Global behaviour

Tension //



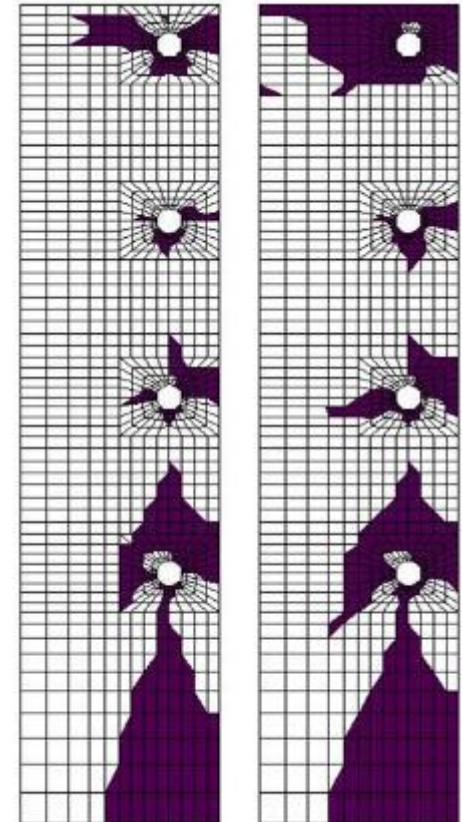
K_s (kN/mm)			F_u (kN)	
Test (mean)	Model1	Model 2	Test (mean)	Model 2
113	175	107	335	347

K_s : Service Stiffness [$0,4F_{\text{est}} - F_y$]

F_u : Ultimate load (maximal value)

Equivalent stress analysis (damage zones)

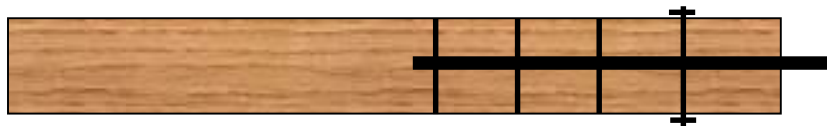
Tension //



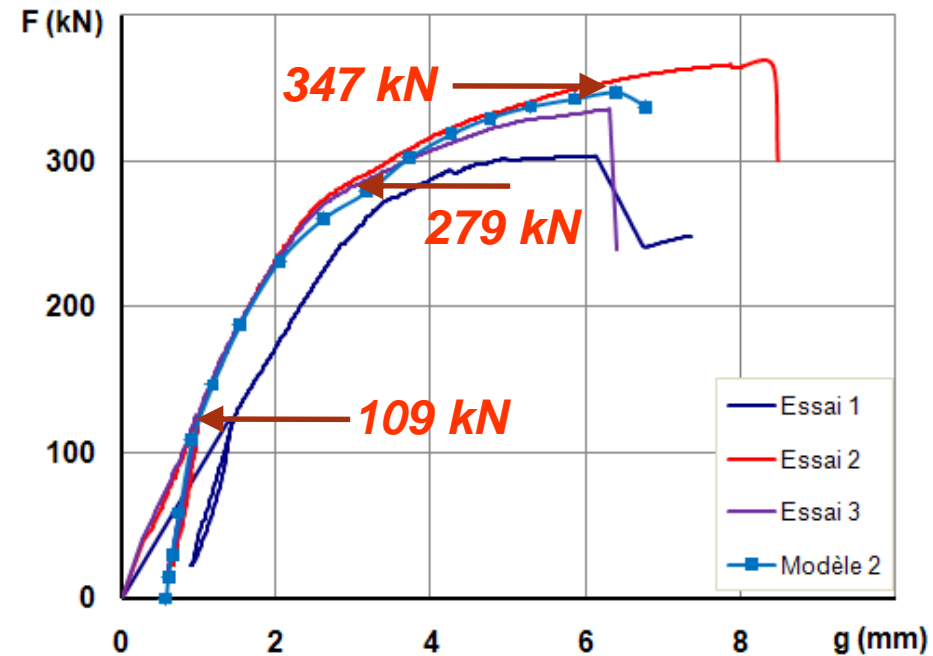
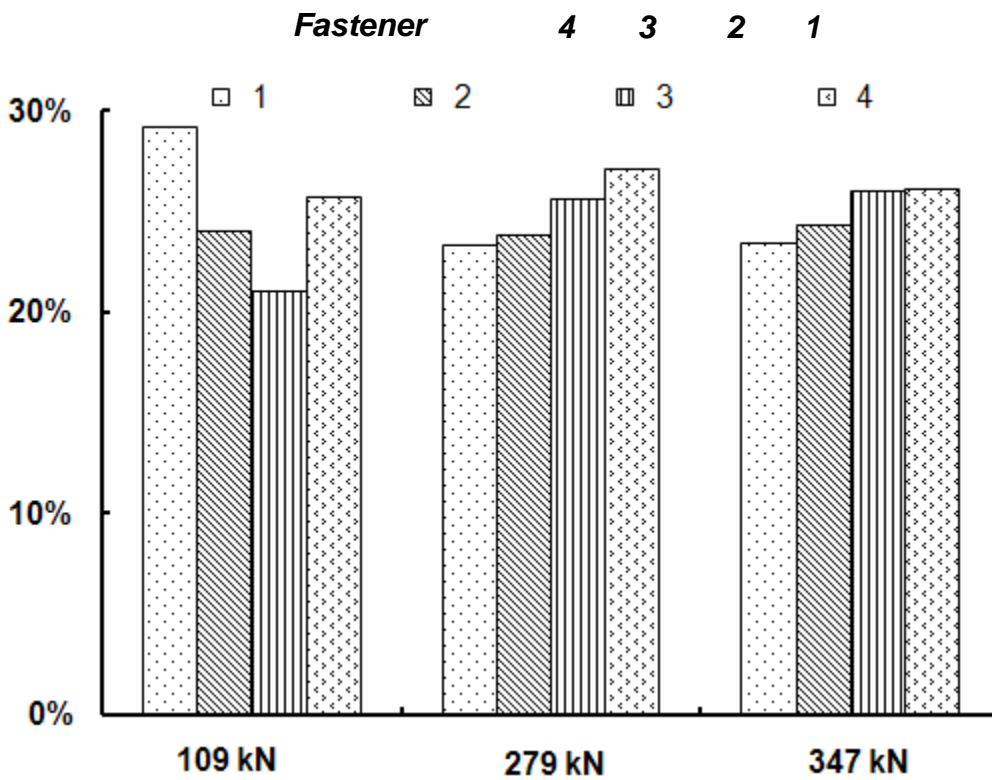
270 kN

347 kN

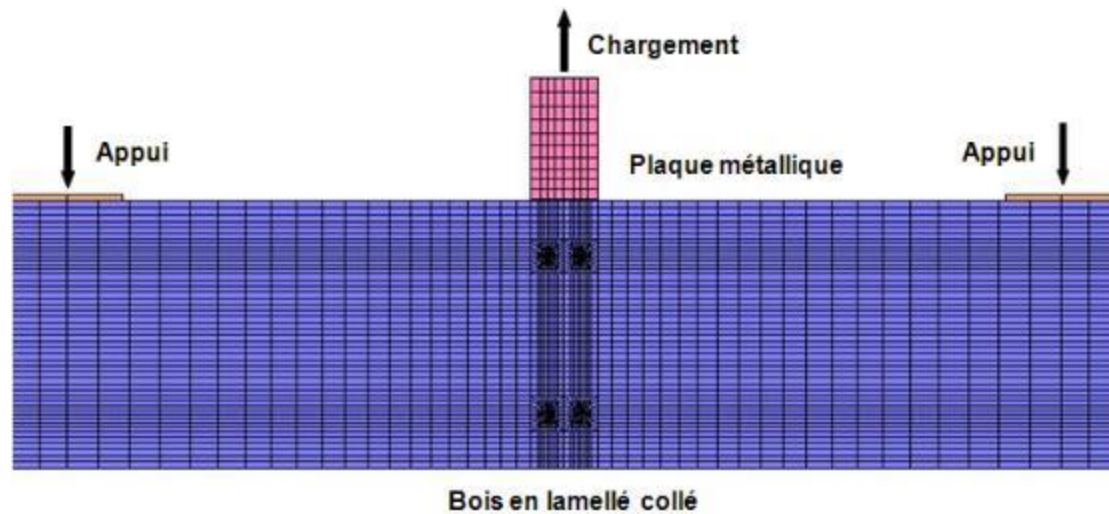
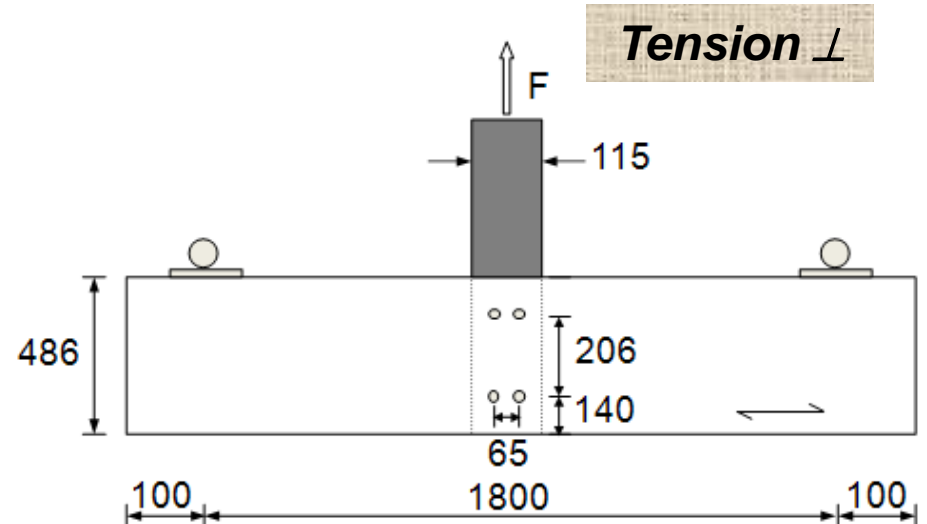
Load distribution among the fasteners



Tension //

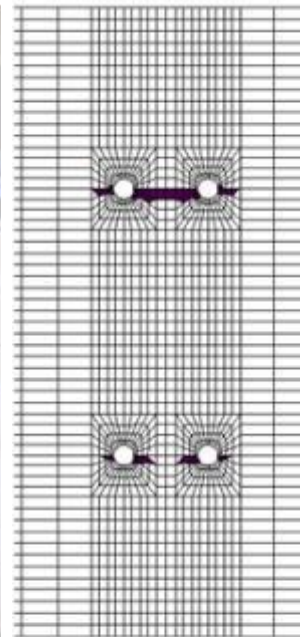


Tension perpendicular to grain

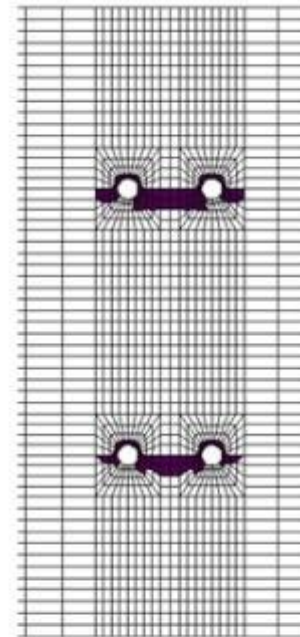


Equivalent stress analysis (damage zones)

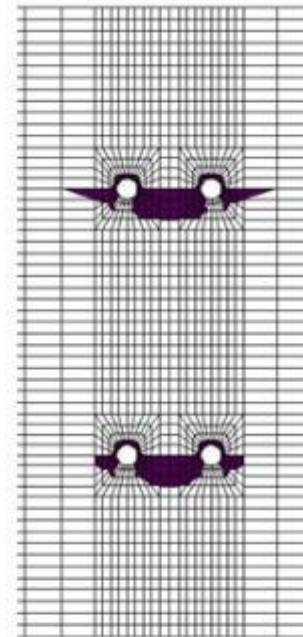
Tension \perp



31 kN

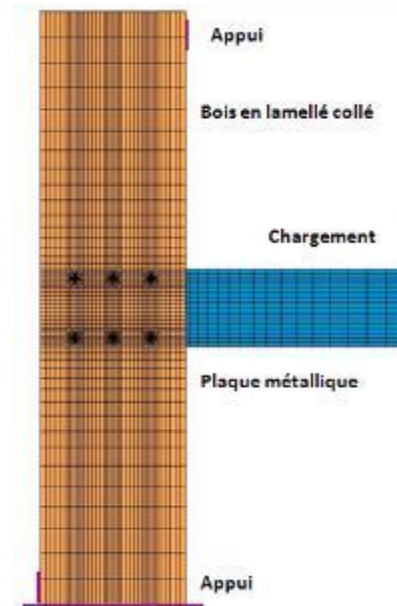
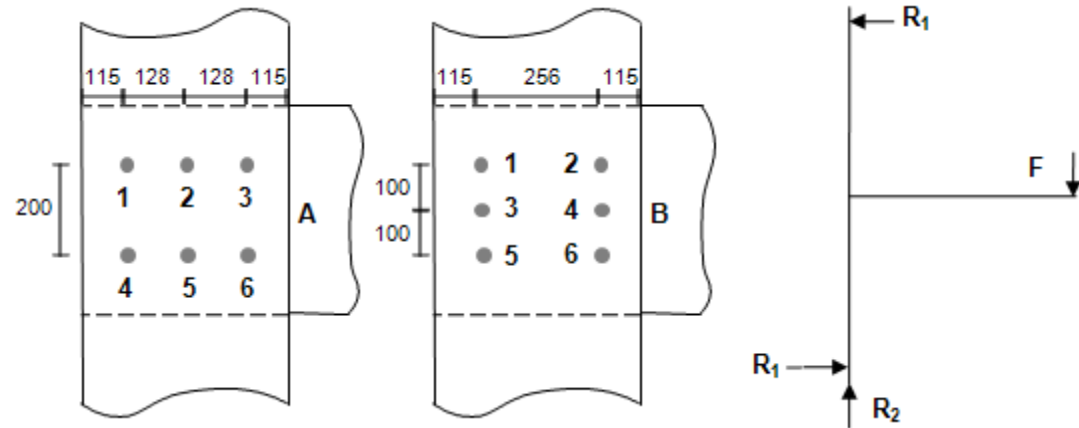
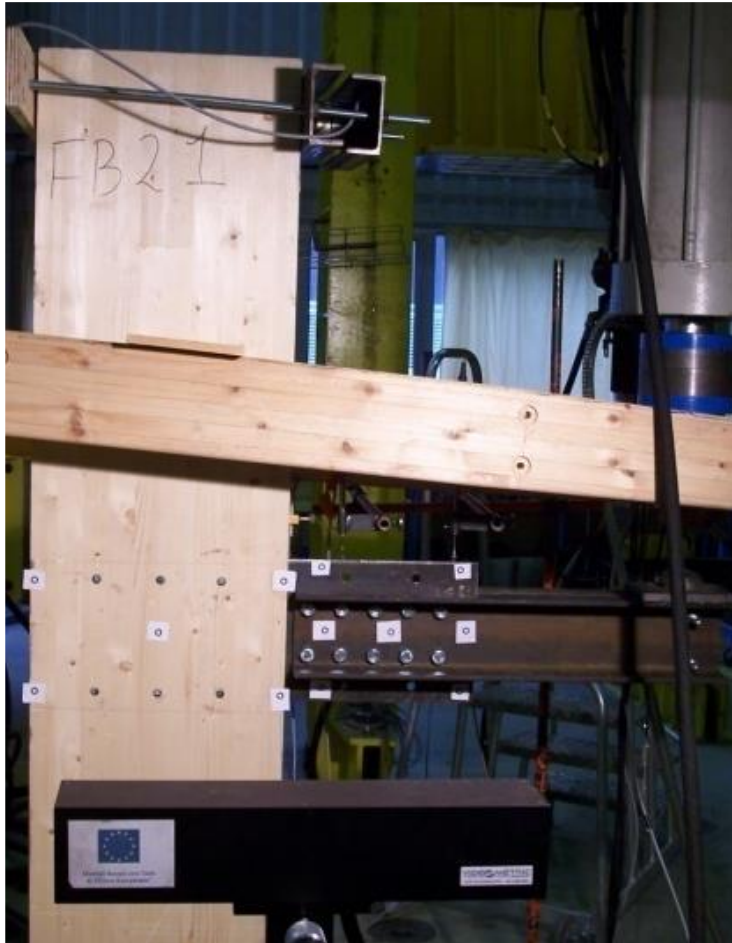


42 kN

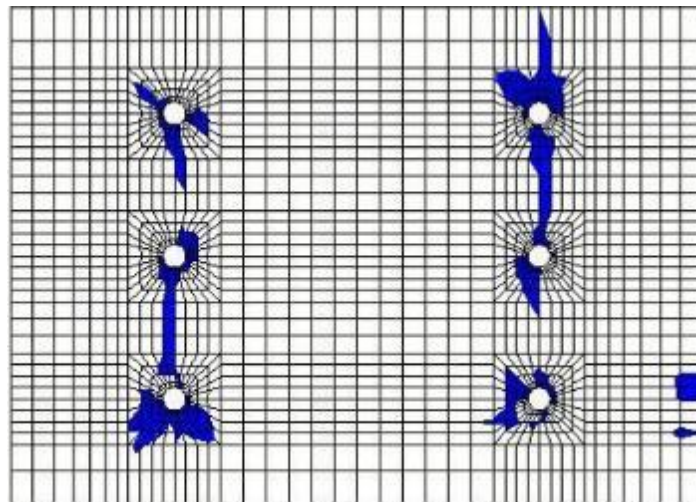
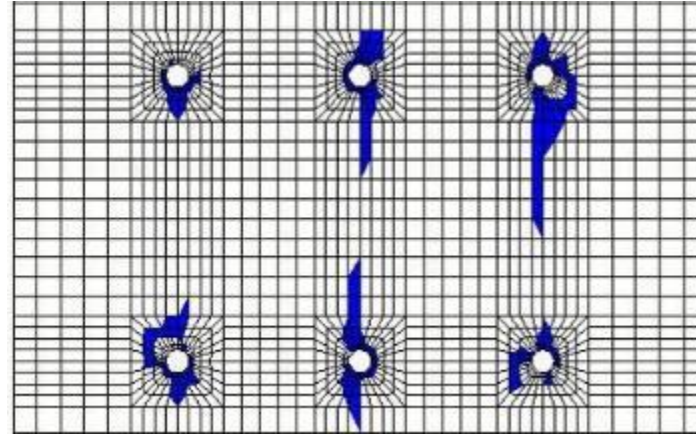
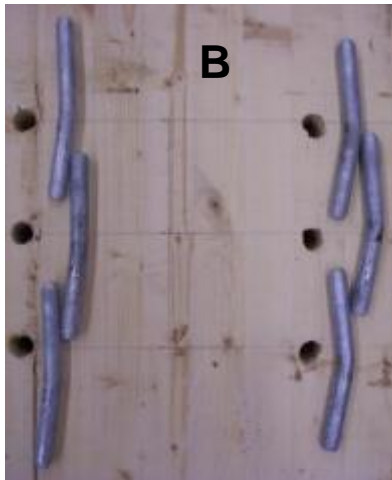
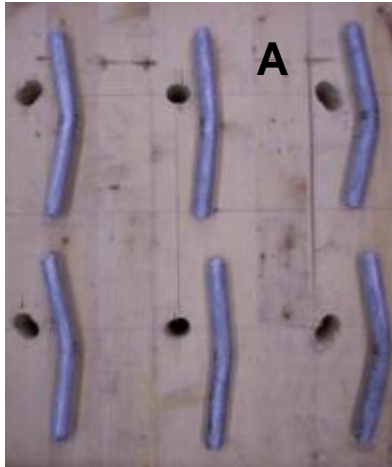


50 kN

Timber-steel connection in Bending



Equivalent stress analysis (damage zones)



Bending

What about the **fire resistance** ?

- Wood : combustible with low conductivity
- Steel : non combustible with high ductility
- Concrete : non combustible with low thermal conductivity

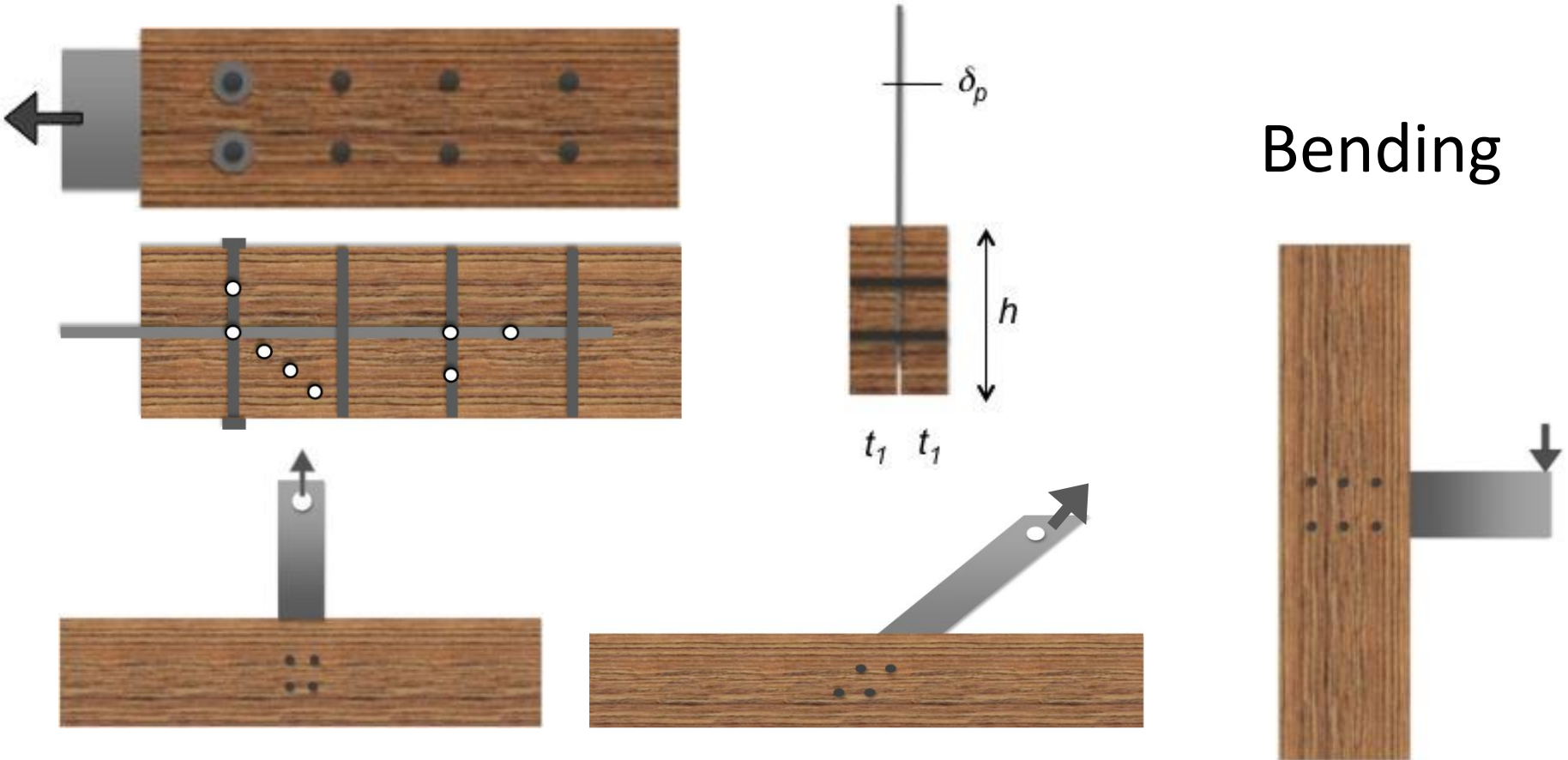
Connections in fire conditions

Audebert thesis, Béreyziat thesis (2022), Nguyen thesis (2023)

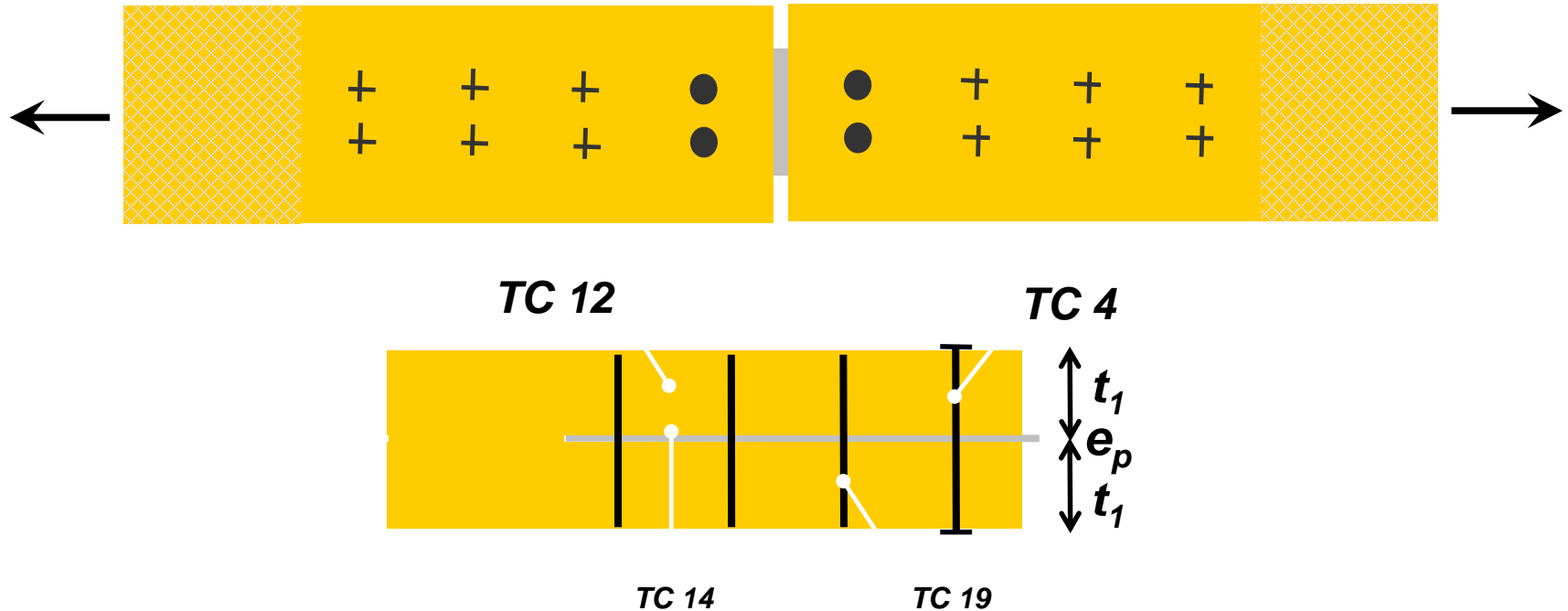
Collaboration with CSTB

Tests and finite element modelling

- Tension 0°, 45° and 90° / wood grain



Studied joint : tension parallel to grain



- Timber/steel joint : steel plate, steel dowels t_1 (50-100 mm), 4-16 dowels (12-20mm)
- Load rate : 10 to 60 % * failure load in normal conditions

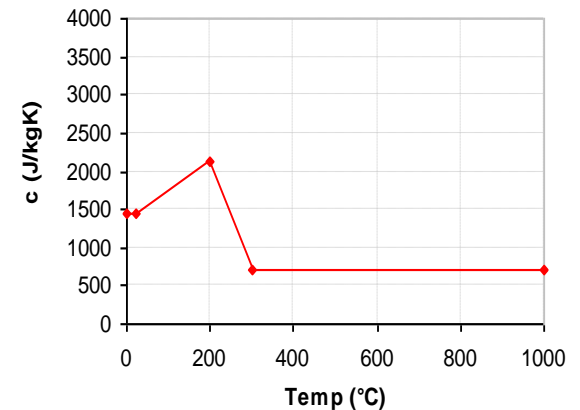
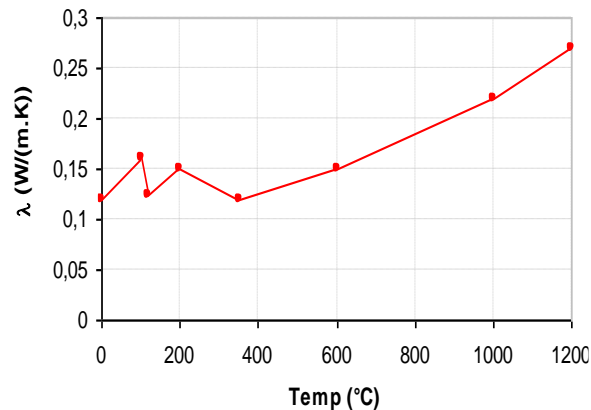
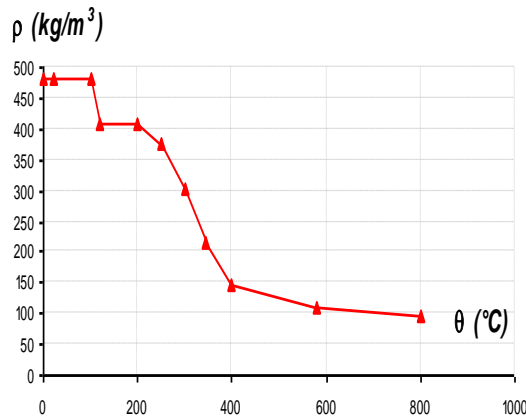
3D thermal model

➤ Thermo physical properties

➤ $\rho(\theta)$, $\lambda(\theta)$, $c(\theta)$? Steel : EC3 Part 1.2

Timber : $\rho(\theta)$, $\lambda(\theta)$ → Properties from EC5-1.2 and Fredlund study)

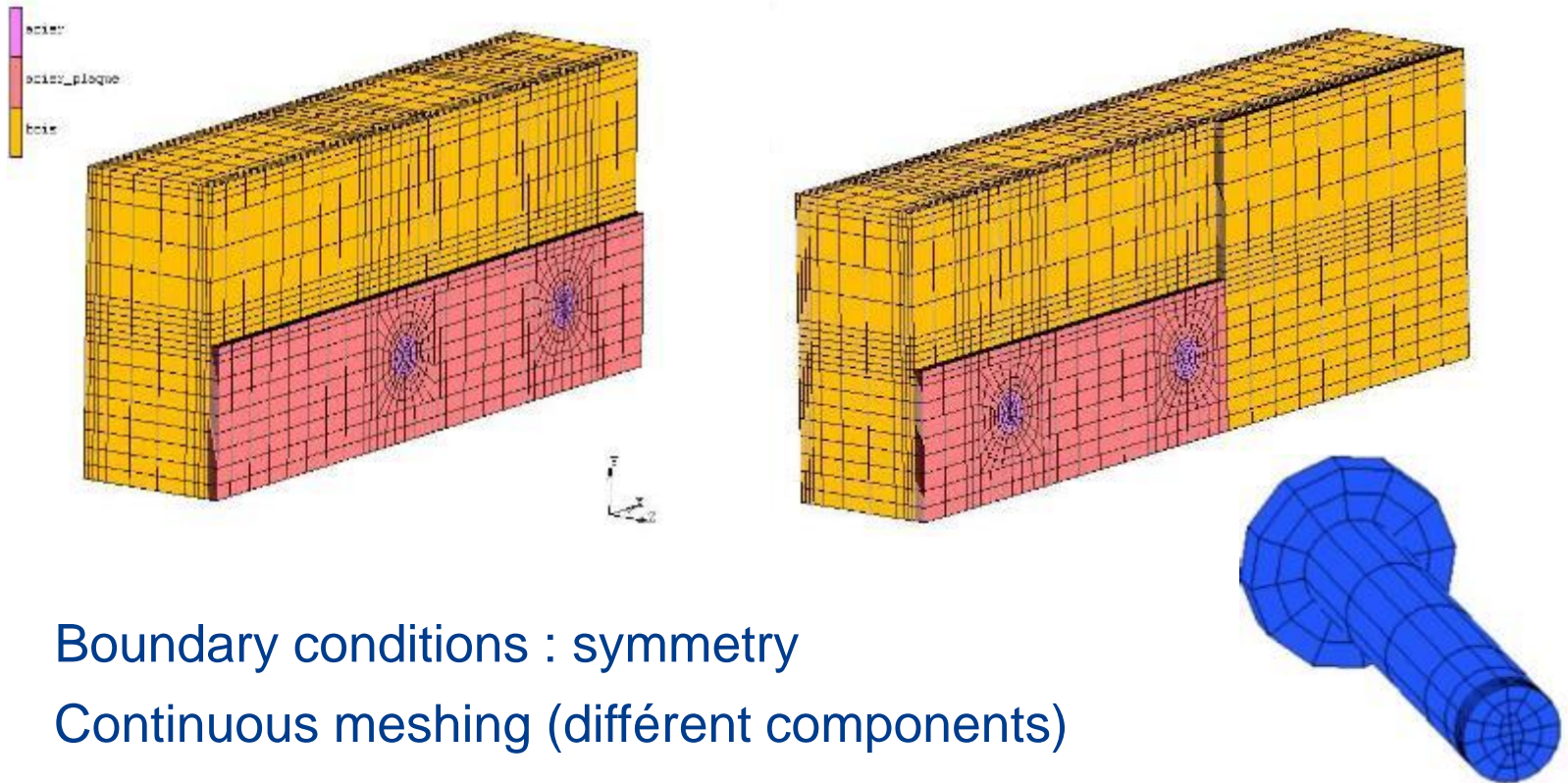
$\alpha(\theta)$ → Property from (Fredlund/Janssens)



➤ Thermal load : ISO R834 $\theta_g = \theta_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1)$

3D thermal model

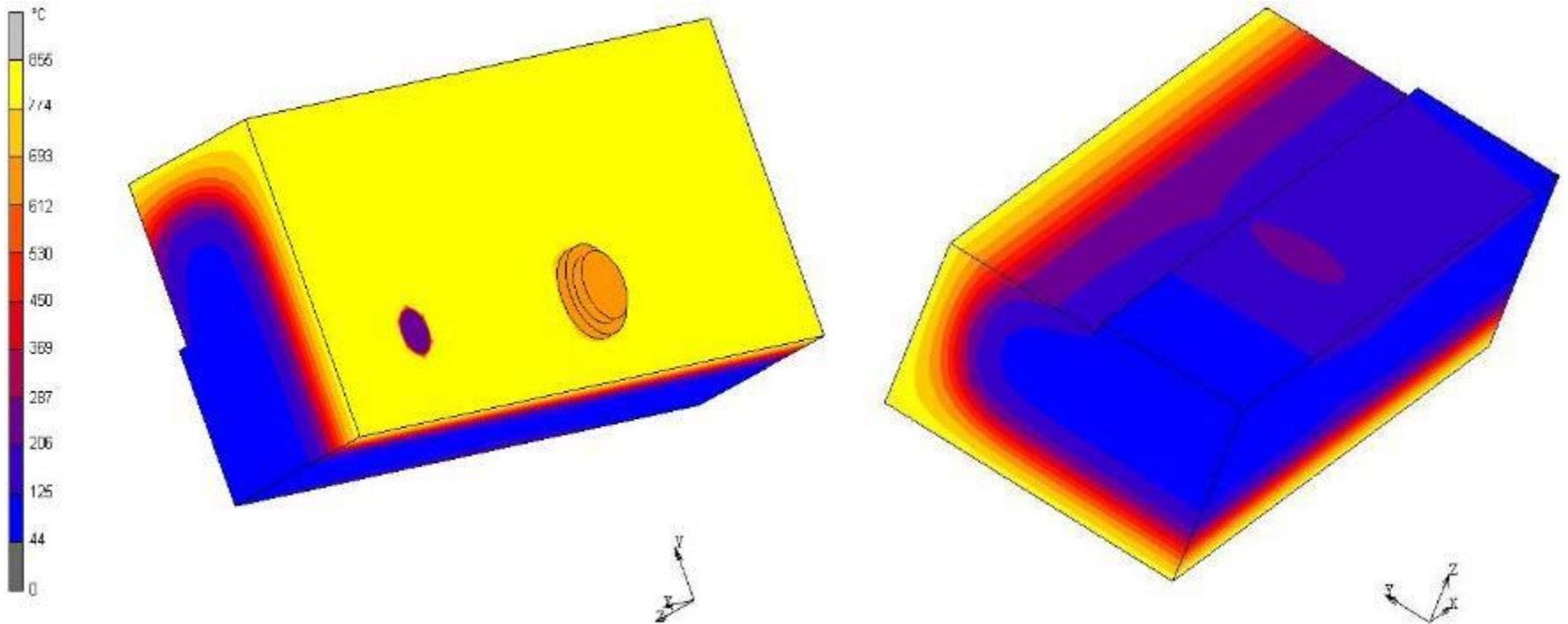
➤ Meshing and boundary conditions



3D thermal model

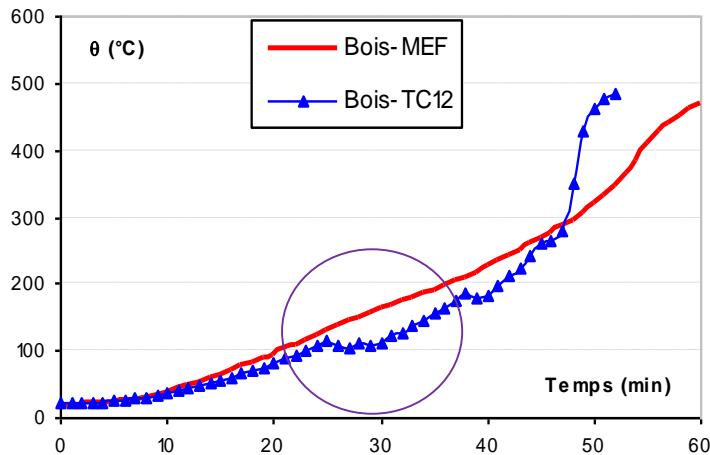
➤ Results of the thermal simulations

Temperature distribution at $t = 30$ minutes

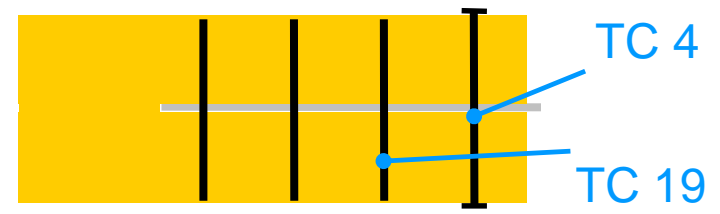
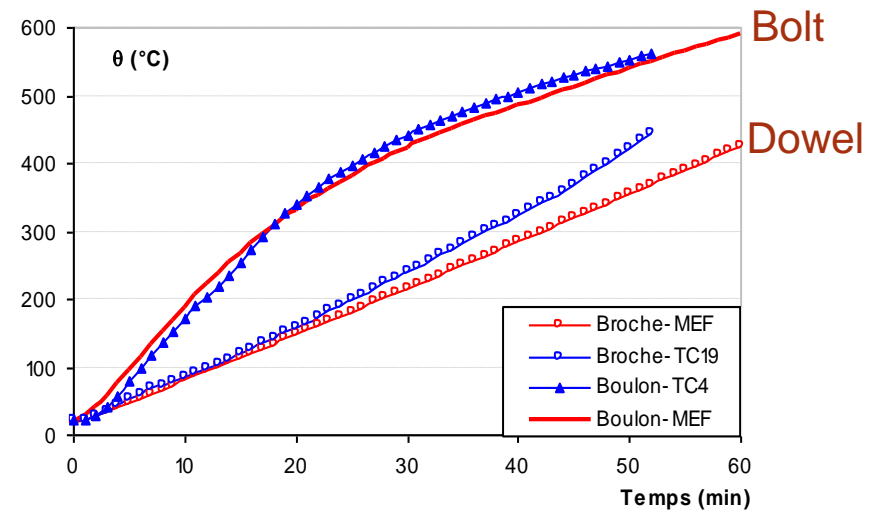
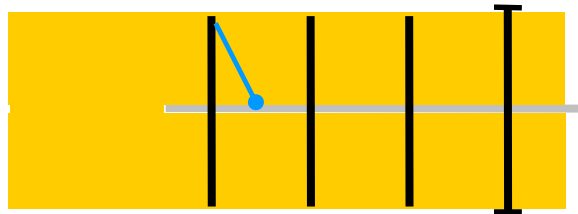


3D thermal model : results

Comparison with experimental results



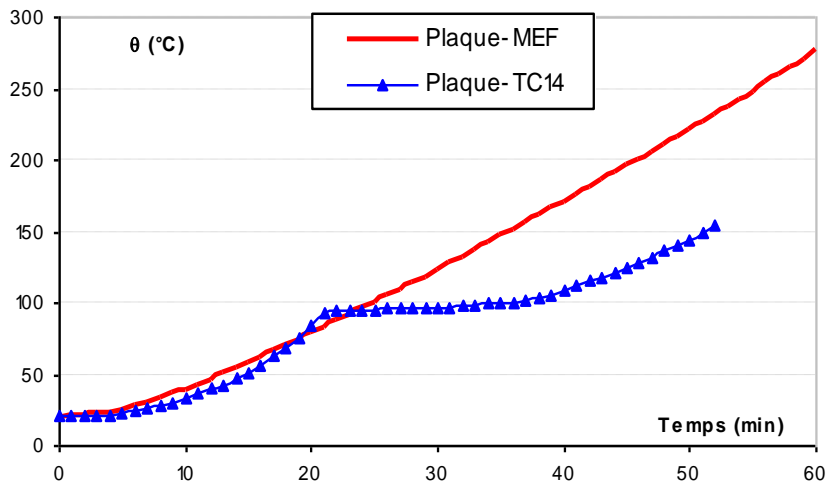
TC 12



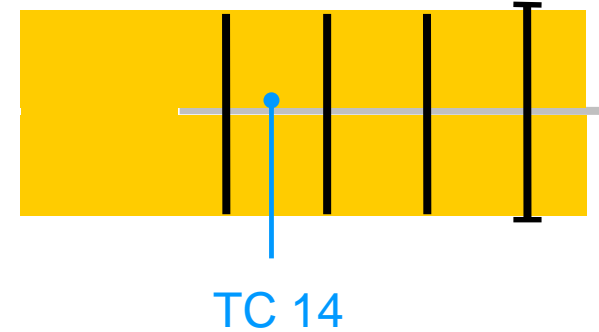
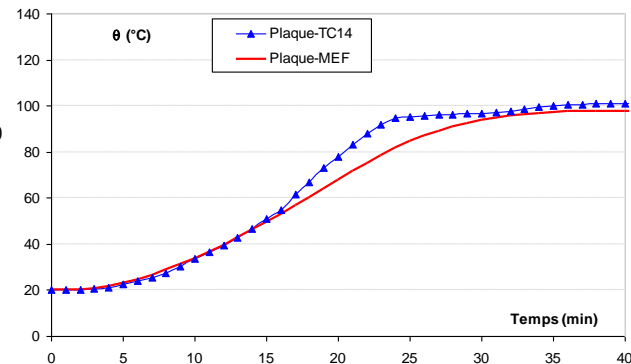
3D thermal model

➤ Results of the thermal simulations

Comparison with the experimental results



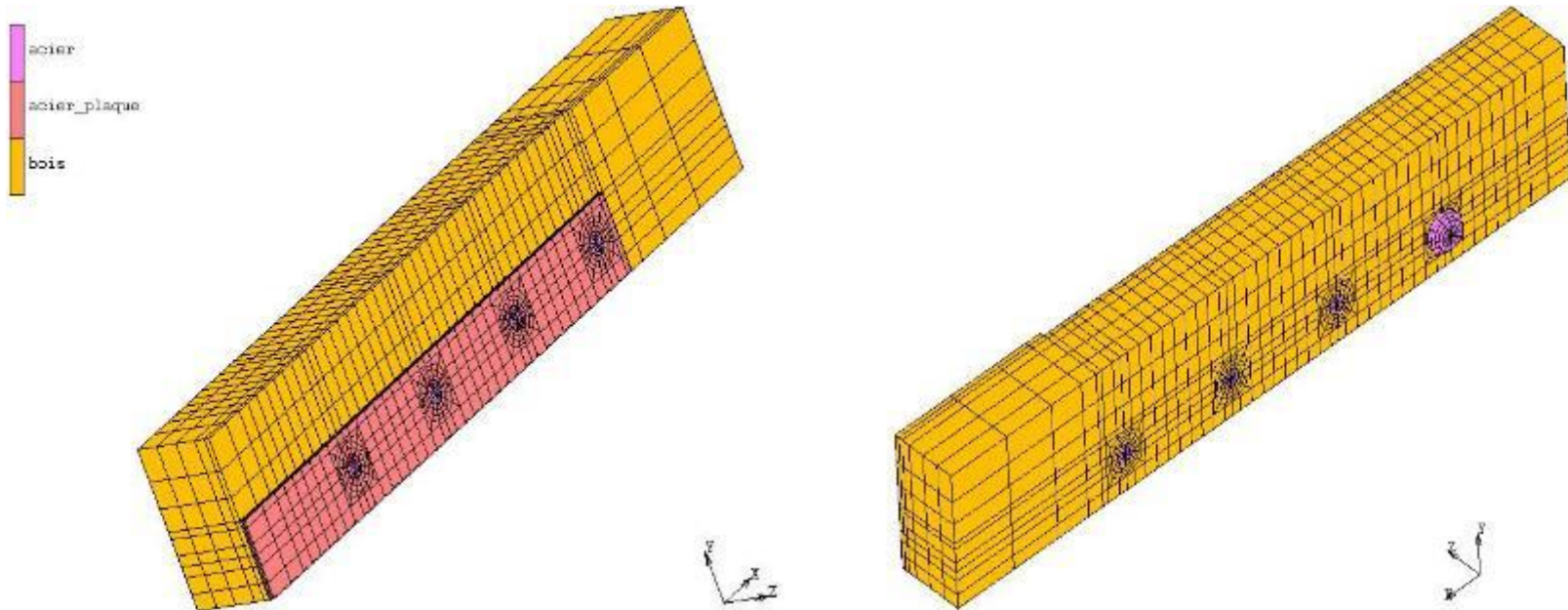
Steel plate



« Virtual » material used at the steel/timber interface

3D Mechanical model

➤ Meshing and boundary conditions



Discontinuous meshing in the contact areas
(timber-dowel, timber -steel plate)

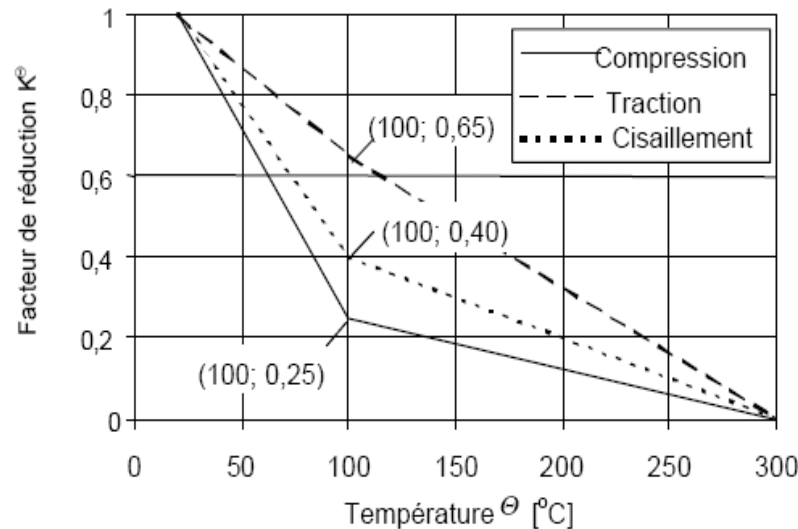
Boundary conditions : symmetry, supports, mechanical loading

Steel-timber connection:thermo-mechanical parameters

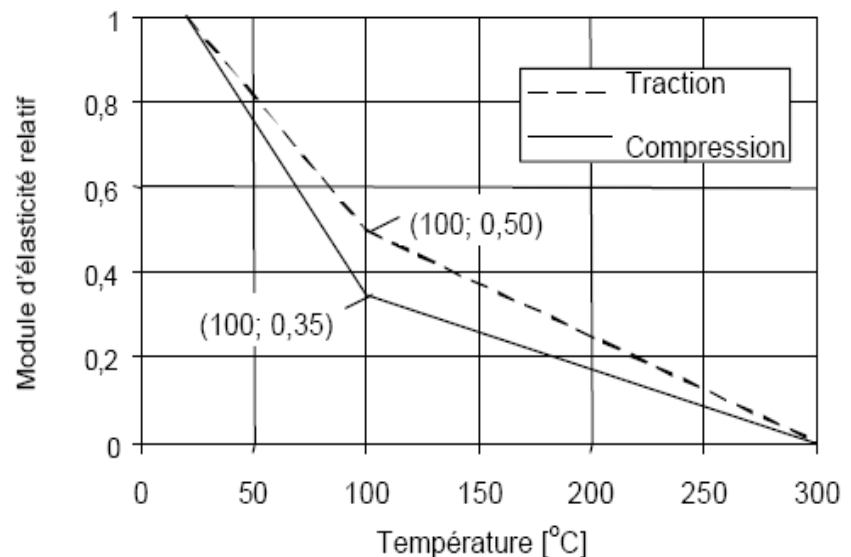
➤ Thermo-mechanical properties

Steel : EC3 Part 1.2

Timber : EC5 Part 1.2



Strength

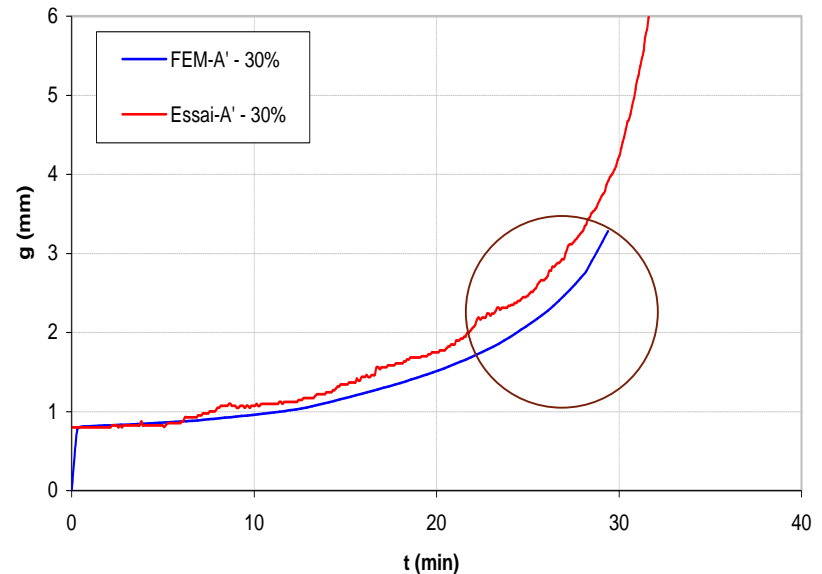
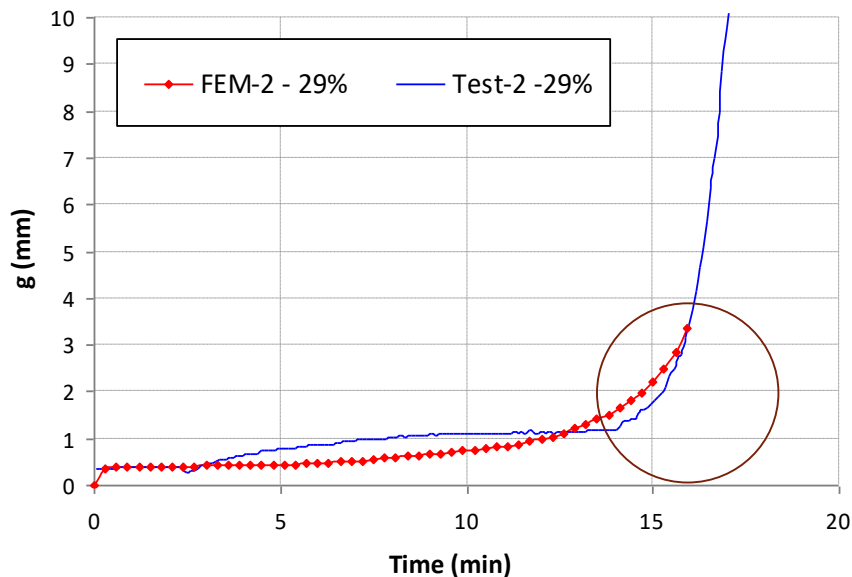


Modulus of elasticity (// to grain)

Thermo-mechanical analysis

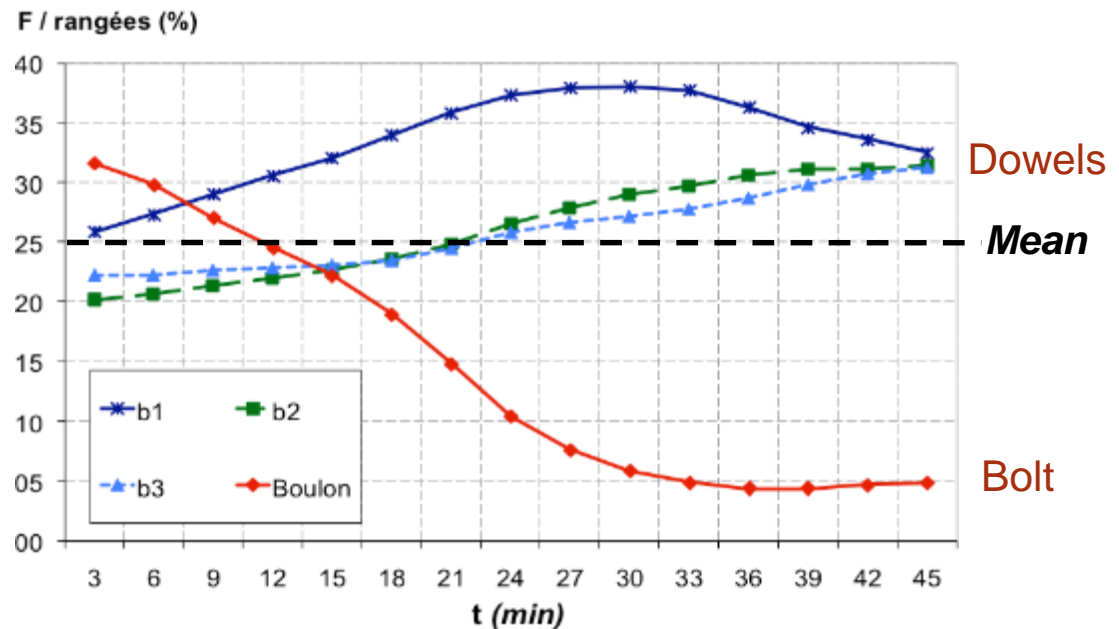
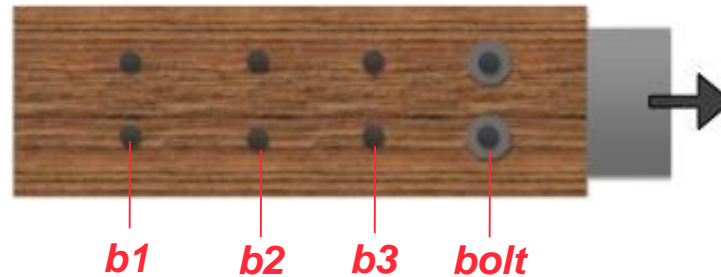
➤ Results of the thermo-mechanical simulations

➤ Load-displacement curves ➡ Failure time

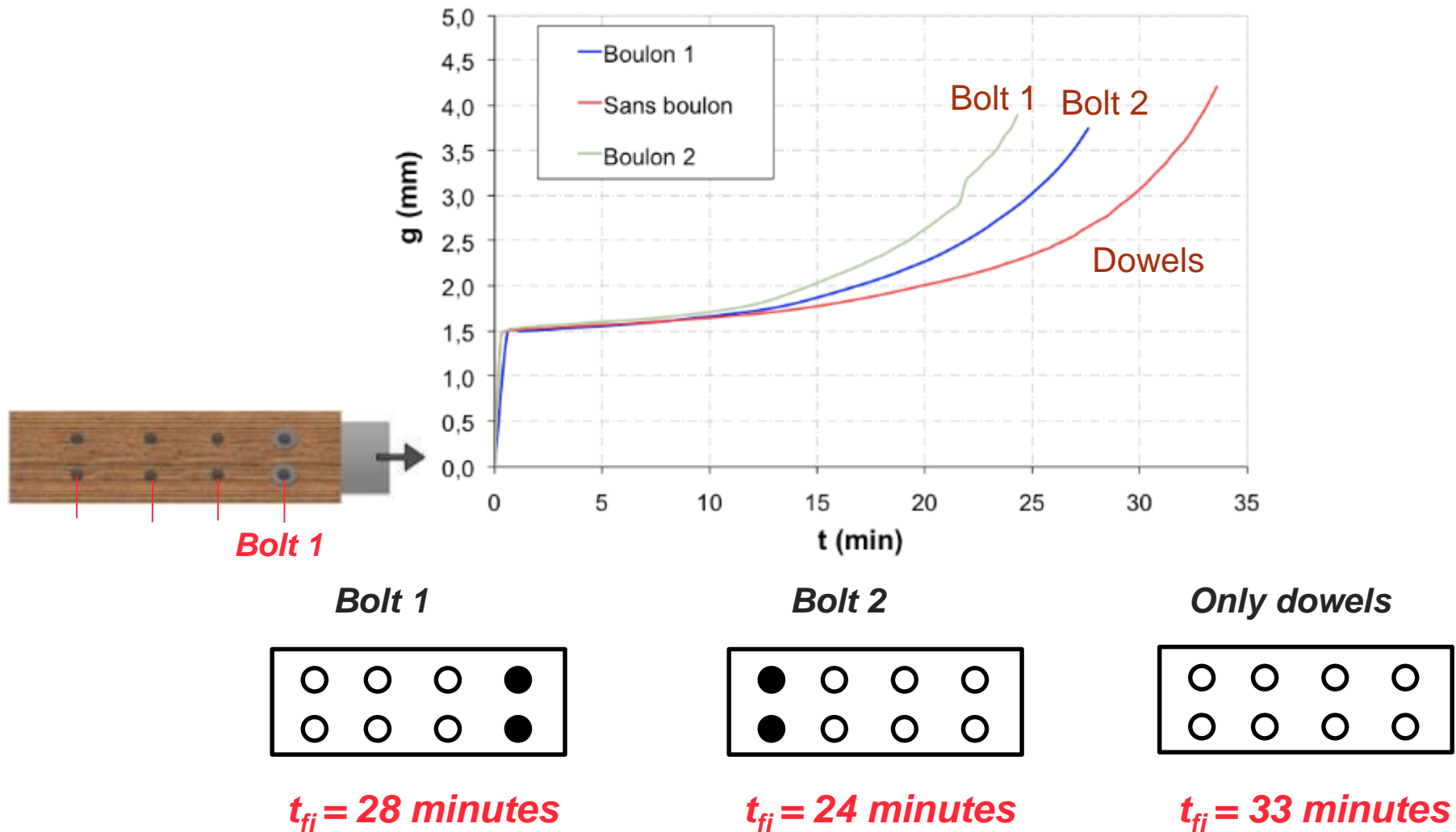


Load distribution among fasteners

2 Bolts
6 dowels



Application : position of the bolts/dowels



Timber structure in fire

Structure and roof after fire

timber elements still exist (reduced cross-section)



Timber structure in fire

Structure and roof after fire

timber elements still exist (reduced cross-section)



Connections after tests : wood insulation effect ?

Tension //



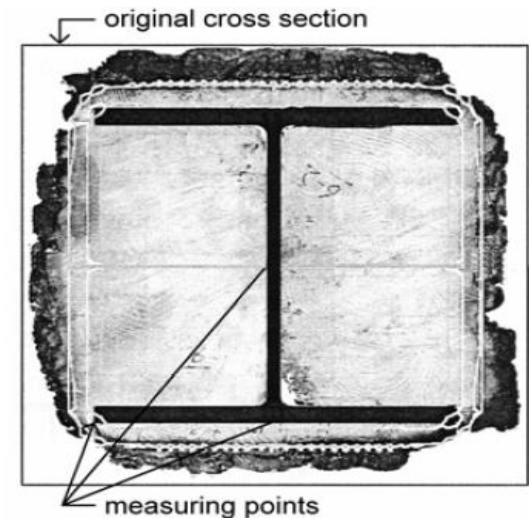
Tension \perp



Bending



Hybrid
element



Hybrid elements : existing solutions



Can be combined
with concrete slab



Hybrid element (steel-timber)

- Normal conditions : Mechanical performance (ductility, instability)
- Fire conditions : **Timber as fire protection for steel ?**

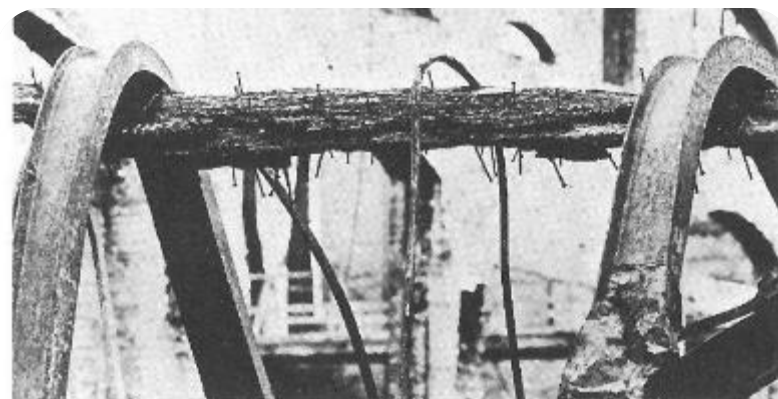


Fig. 20-4. After fire scene. Shows a wood beam supporting twisted steel I-beams. (Forest Products Laboratory)

Hybrid elements

Bereyziat thesis (presented 2022), Nguyen thesis (presented 2023)

Collaboration with ENISE and CSTB

Timber-Steel beams

Advantage of the combination

- Delay the instability in steel beams
- Increase the fire protection of steel beams
- Reduce the effects of creep in wood
- Increase the resistance and stiffness of the timber part



Experimental and numerical study

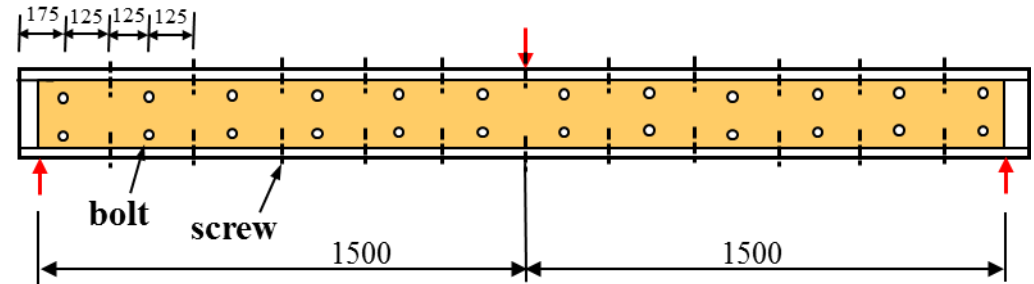
- Evaluate the resistance
- Define the connection between the two materials
- Validate a FEM and analytical models

Combination with concrete can improve more the resistance

Timber-Steel beams

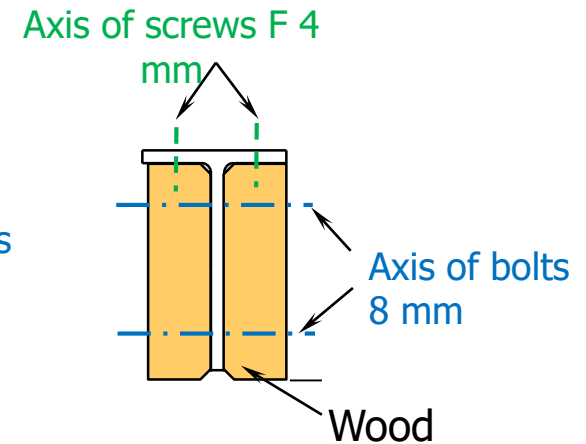
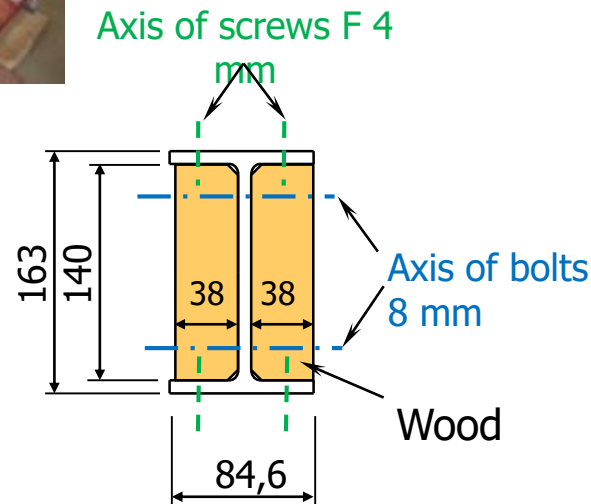
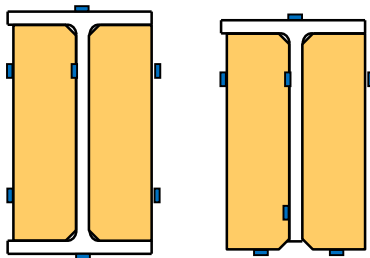
Experimental program

- Beams in bending



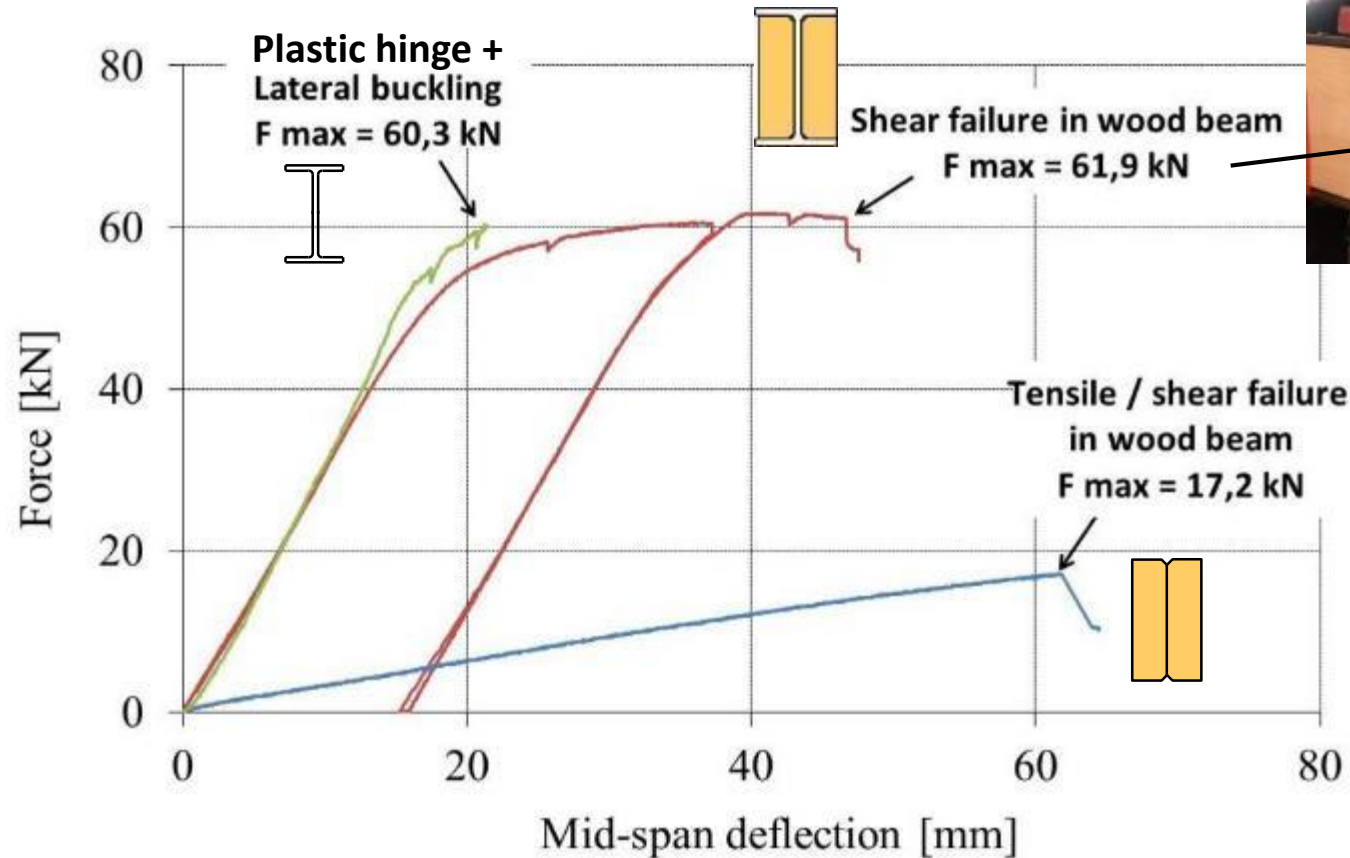
Various configurations of connections tested

Strain gages



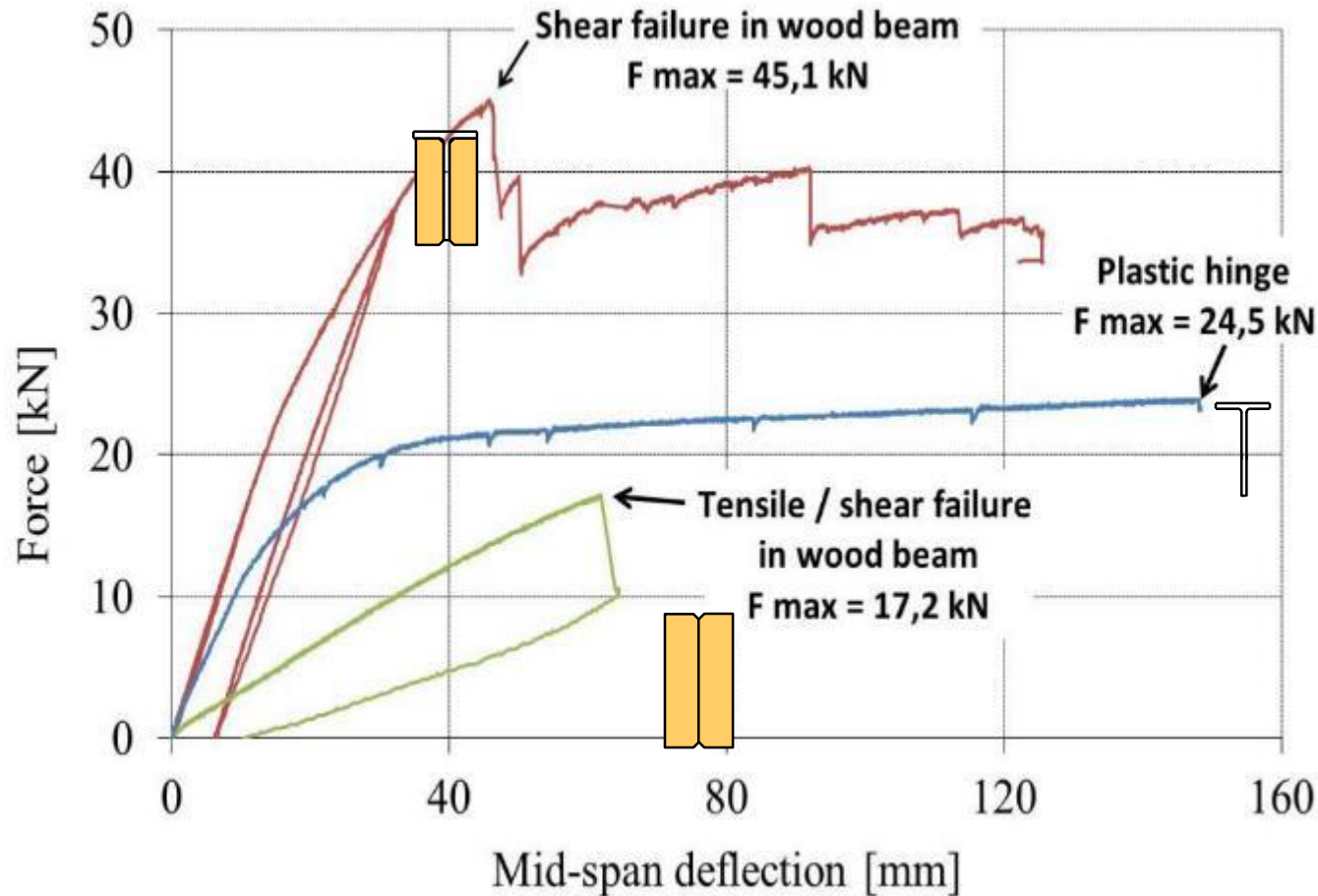
Timber-Steel beams

I Steel cross-section (comparison with Timber & Steel)



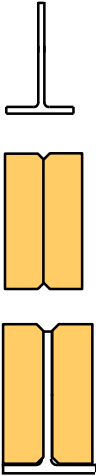
Timber-steel beams

T steel cross-section (flange in compression)

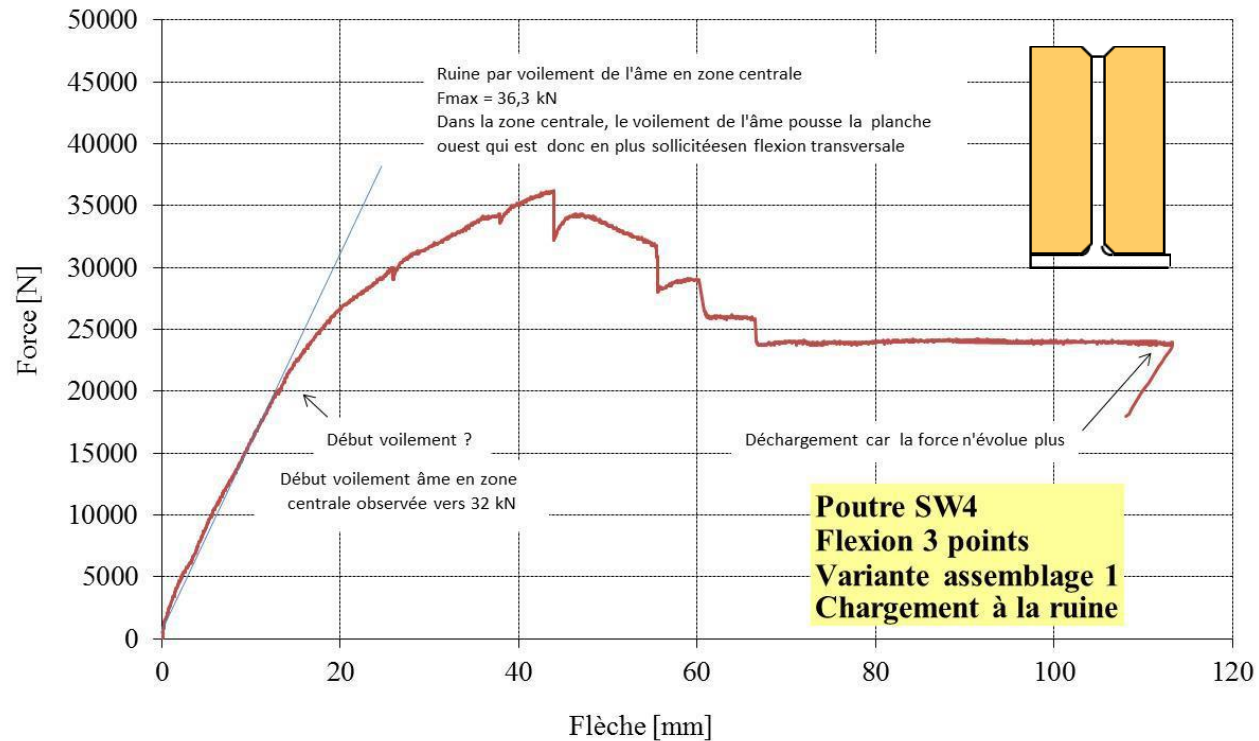


Hybrid beams

T steel cross-section (flange in tension)



	Steel alone	Timber alone	Hybrid section
F _{max} (kN)	19,5 (F _{pl} = 24,5kN)	17	36

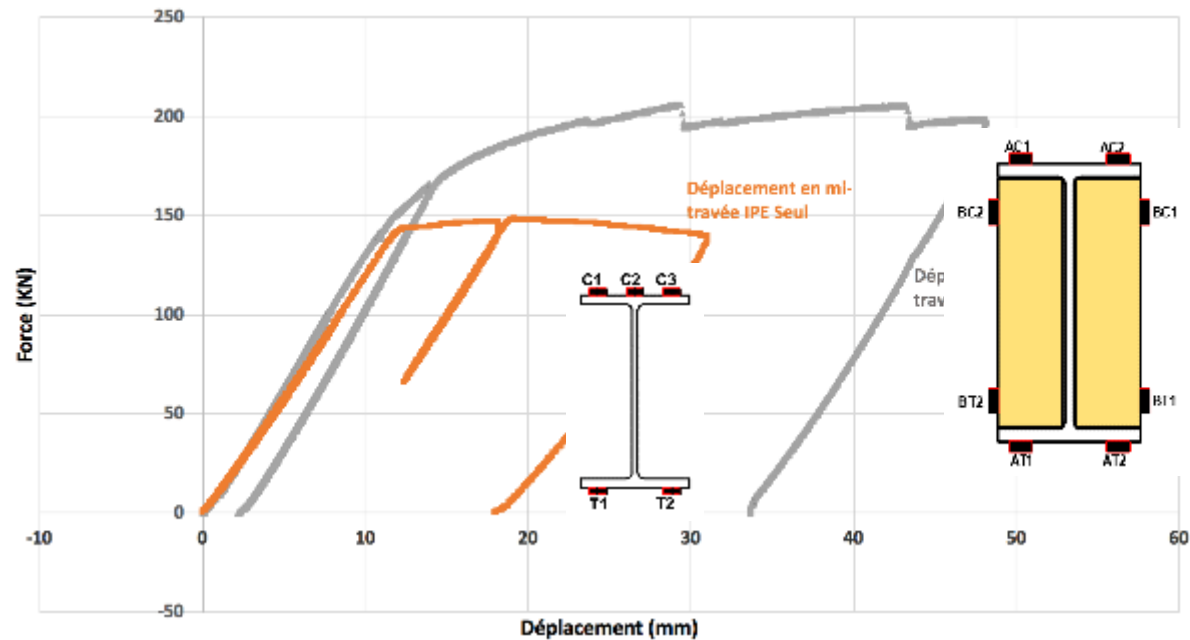


Hybrid beams : bending tests

Master thesis (Clermont)

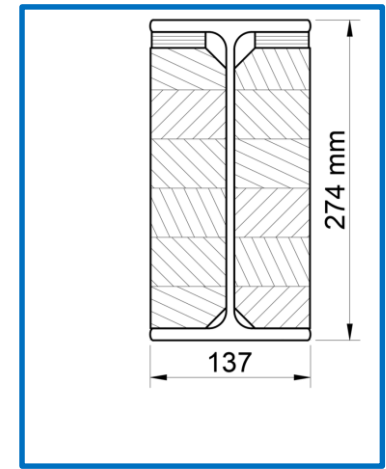
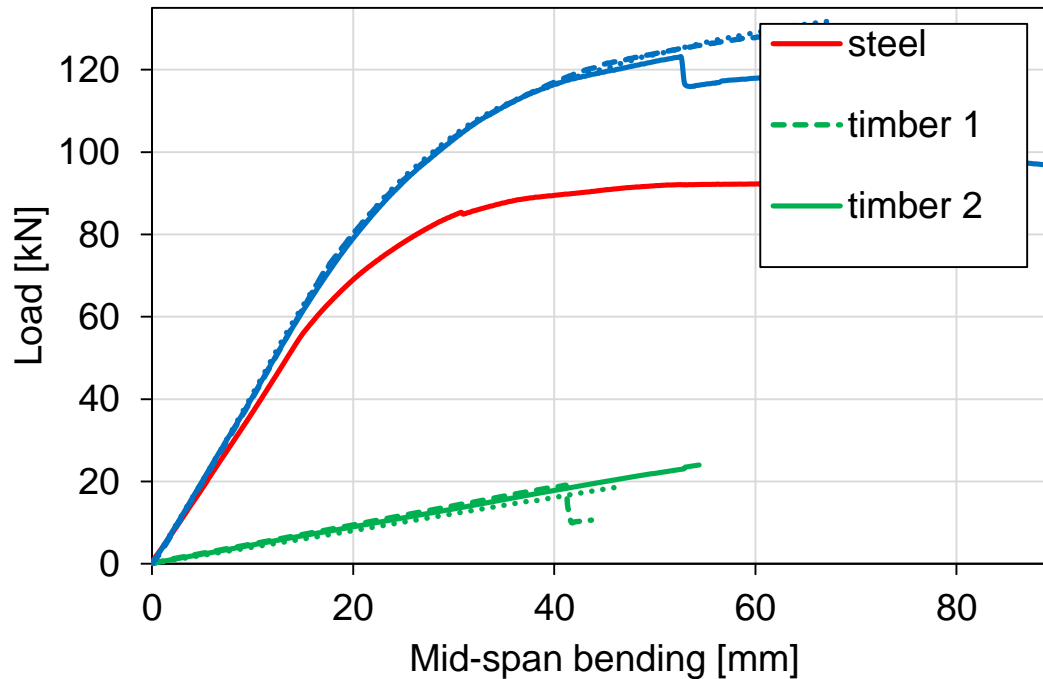


Limited effect on stiffness
Resistance & ductility : yes



Hybrid beams : bending tests

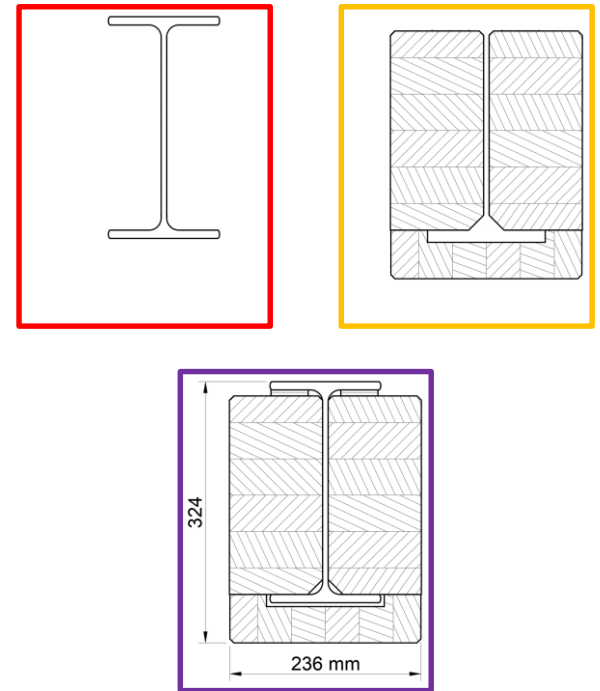
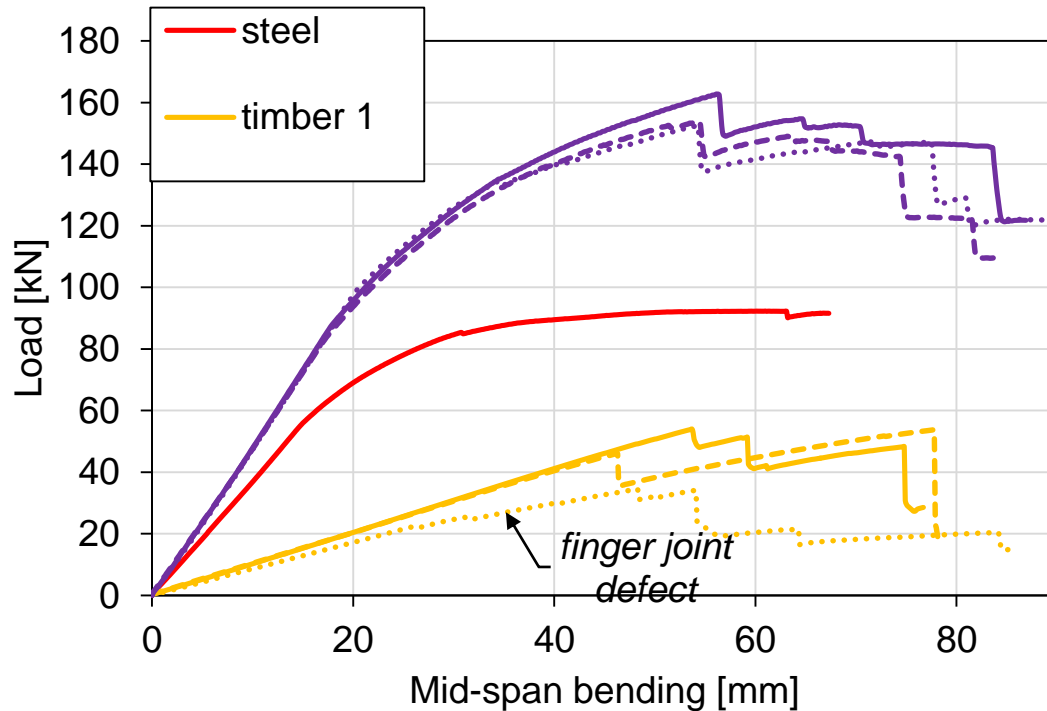
Experimental tests at normal conditions : STC 1



Béreyziat PhD Thesis 2022

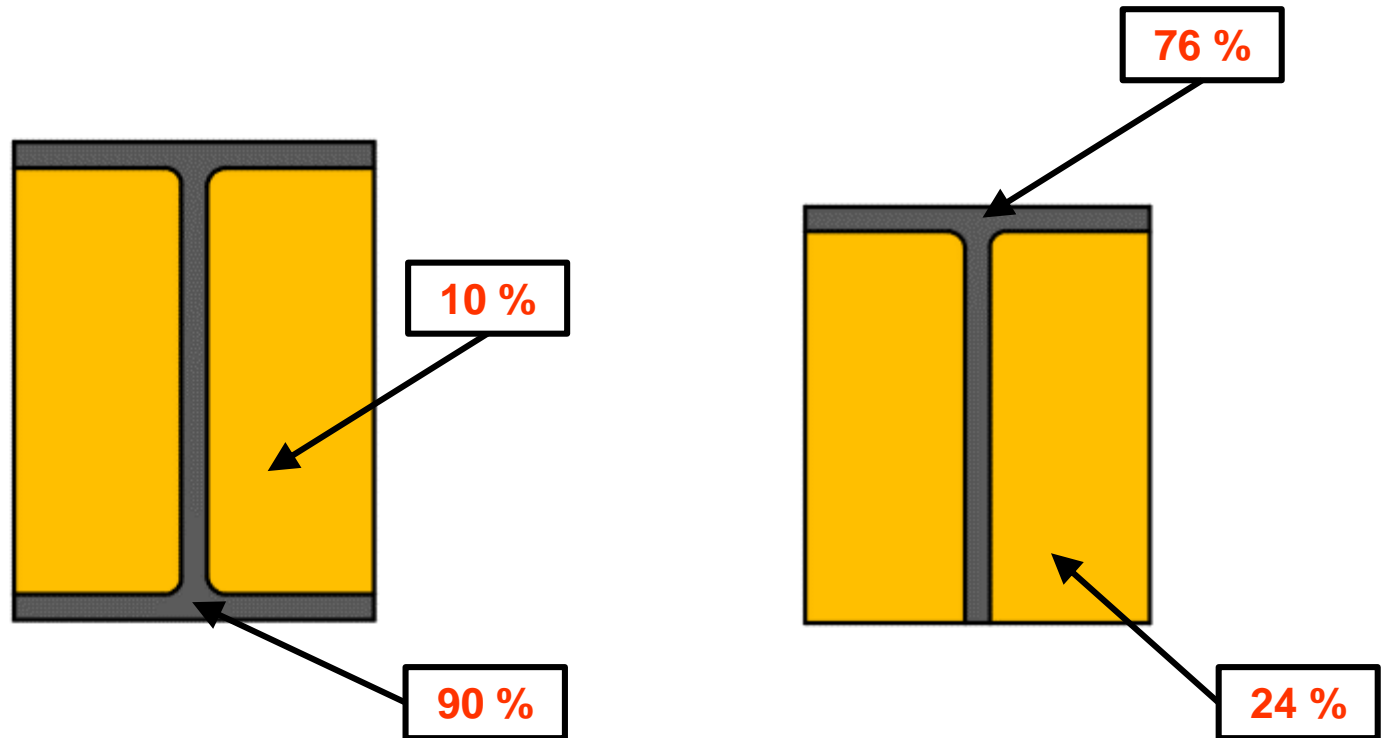
Hybrid beams : bending tests

Experimental tests at normal conditions : STC 2



Hybrid beams

Steel and Timber contributions : cross-sections geometry



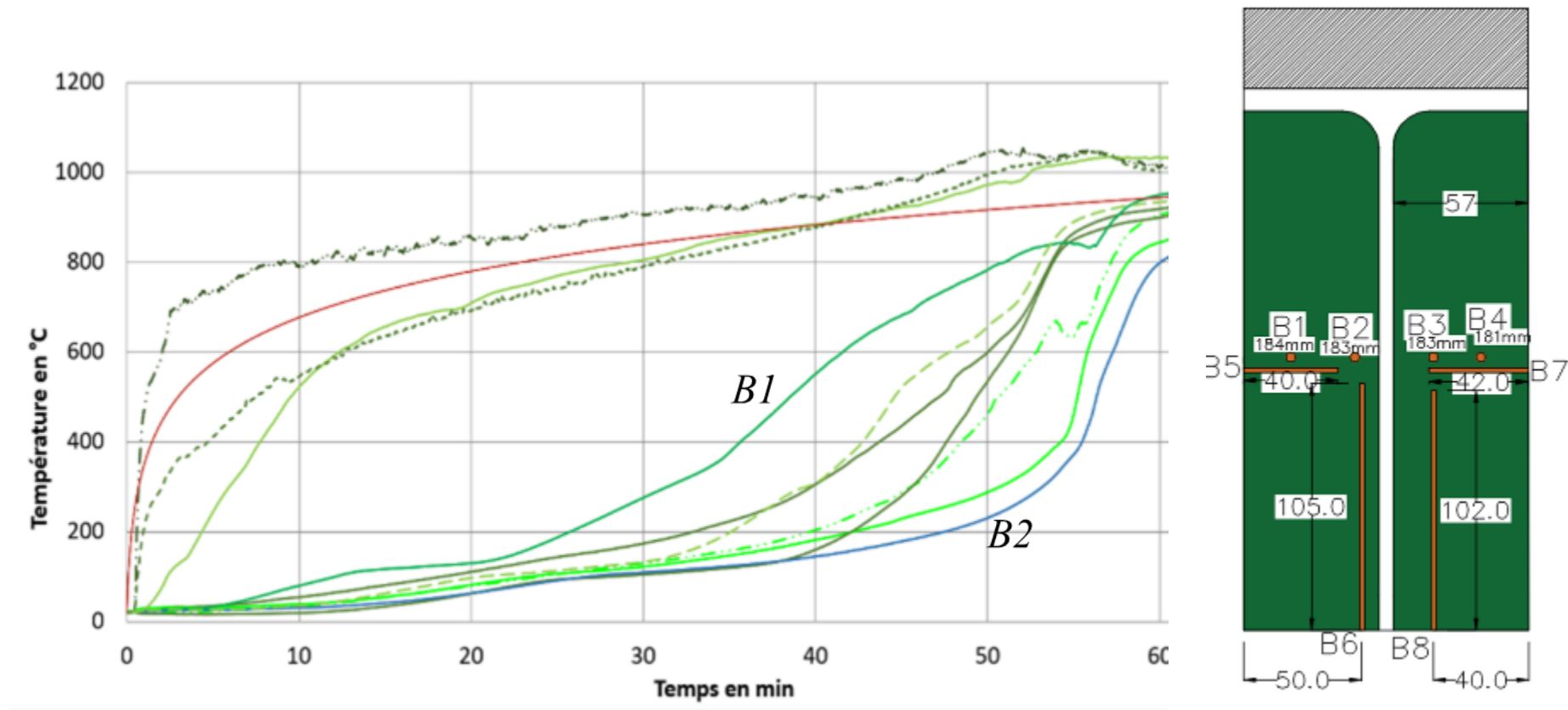
- Comparison of analytical values with tests (deflection)
 - Steel alone $\approx 5\%$ difference
 - Timber alone ≈ 10 à 30% difference

Wood exposed to fire



Charcoal development : insulation

Temperature in a Timber-Steel T-profile (tests)



Temperature in wood at B2 position reaches 200°C after 50 minutes

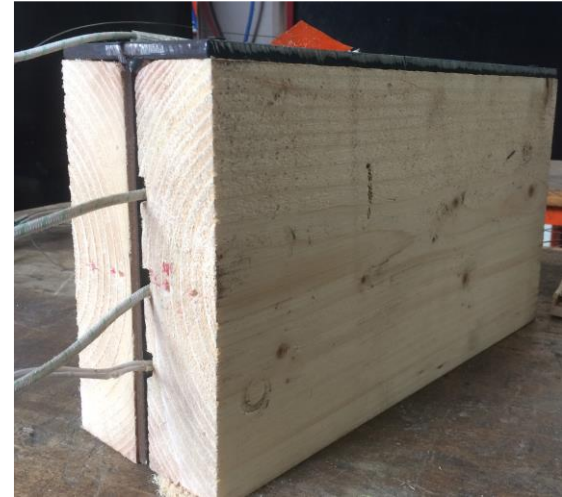
Tests to measure the temperature evolution



Encapsulated I steel beam



Partly protected I steel beam

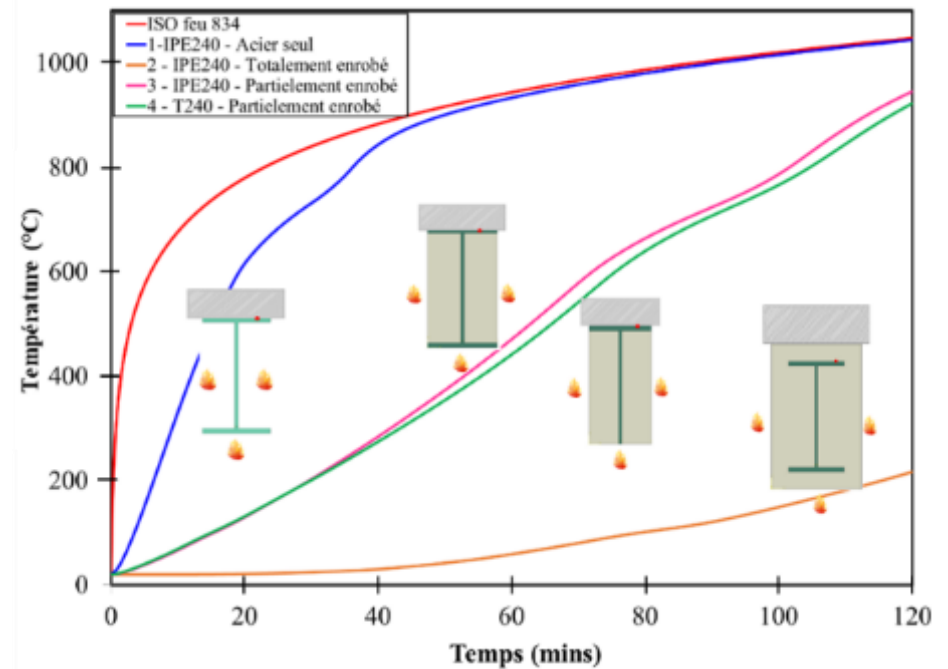
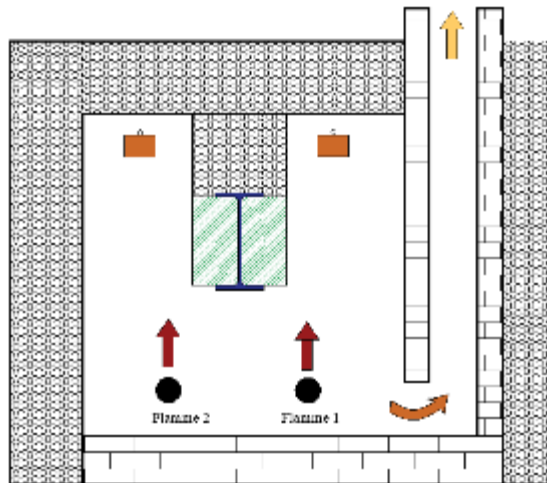


Thermocouples in T steel beam

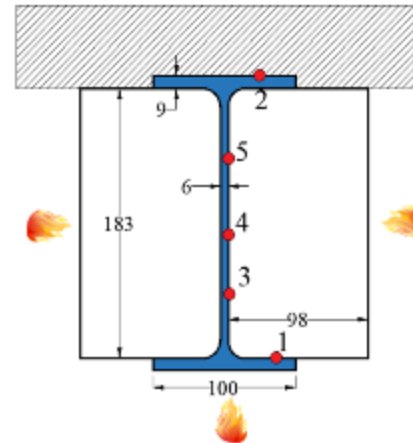
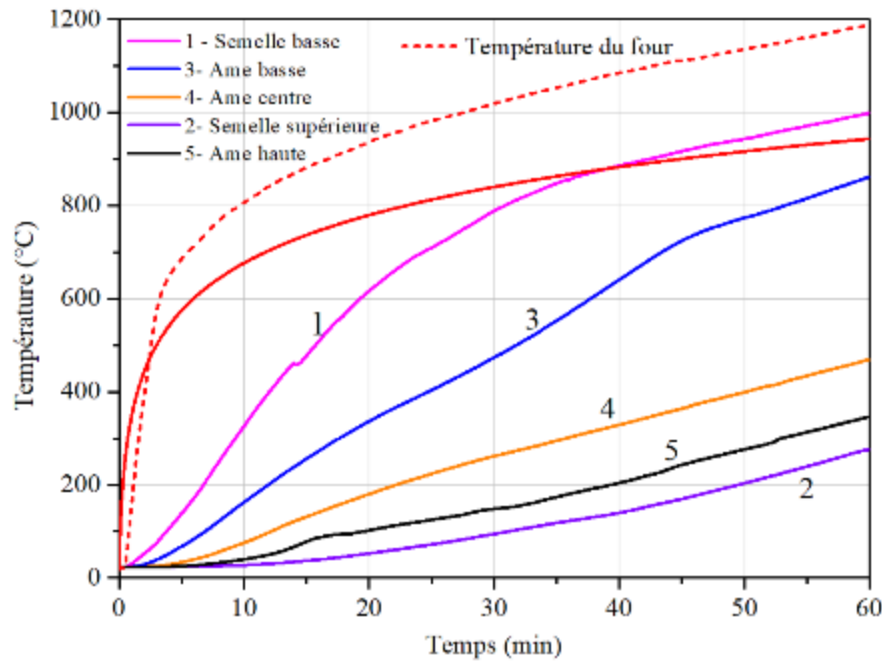


Photo during test

Furnace built in Montluçon site



Furnace built in Montluçon site

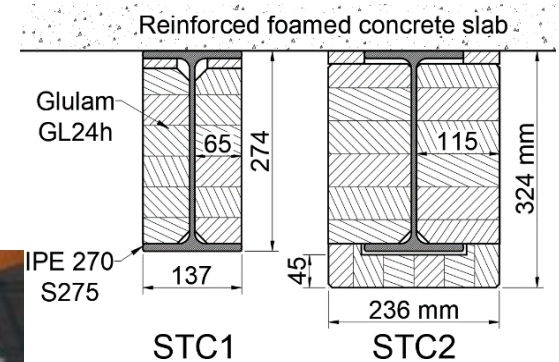


Wood for fire protection : even partial

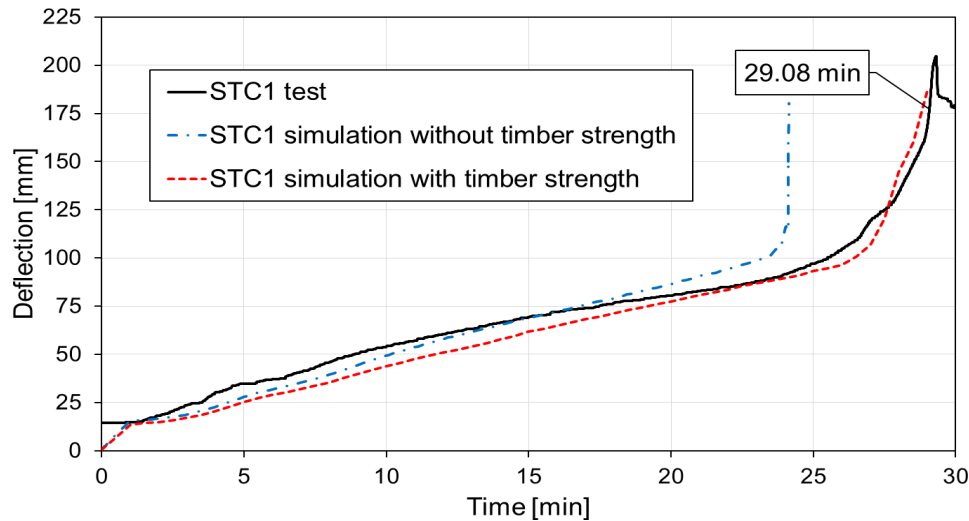


Fire test in CSTB (Paris)

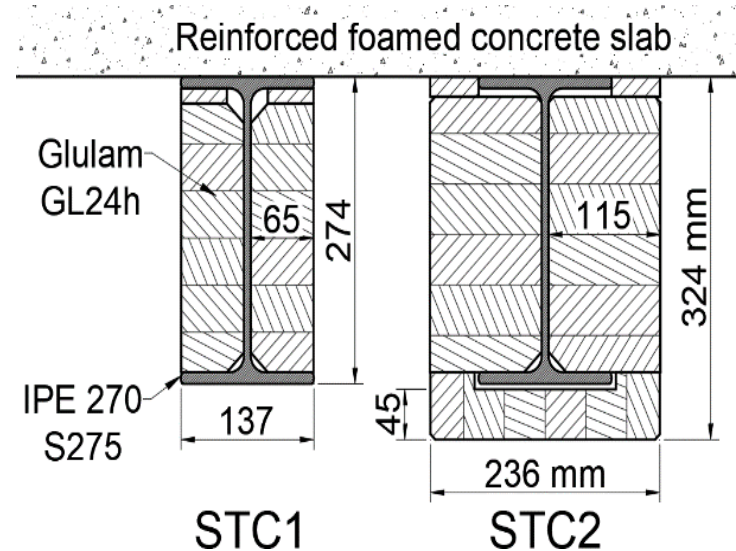
- Test on specimens with and without loading
- 43% of load ratio



Fire test in CSTB (Paris)

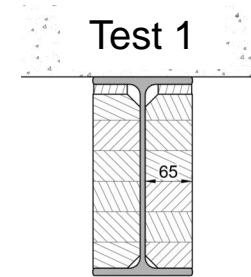
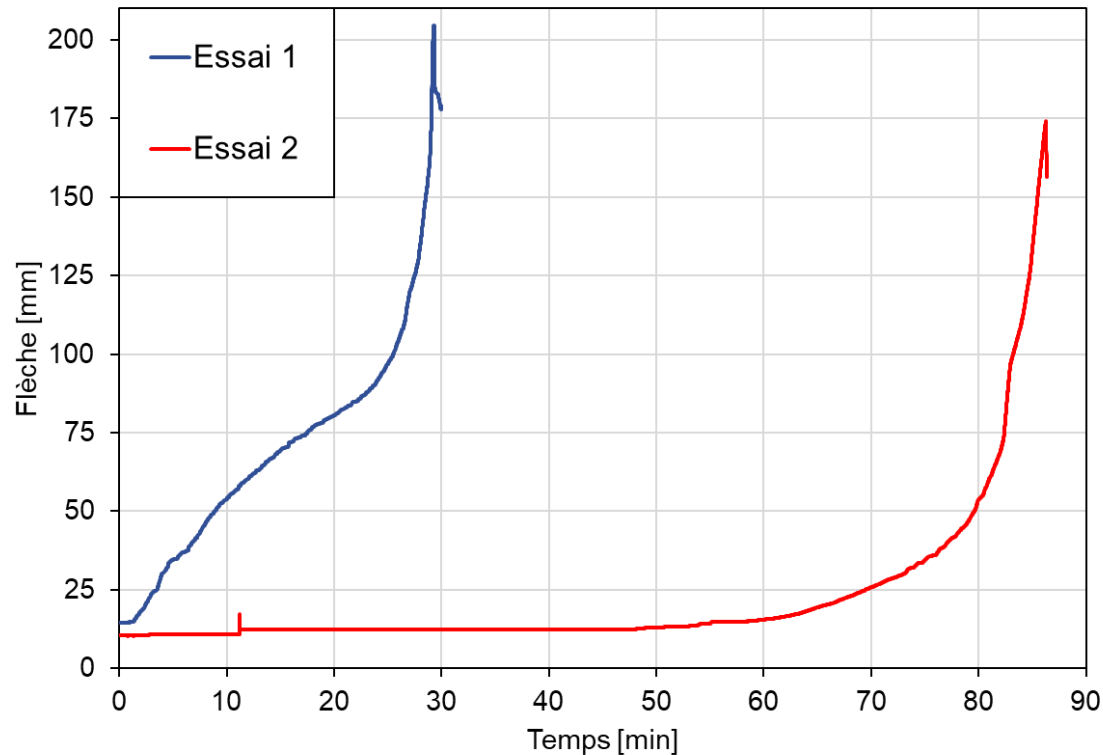


- Failure time STC1 : 29 minutes
 - $M_{Ed,fi} = 91 \text{ kN.m}$
- Failure time STC2 : 81 minutes
 - $M_{Ed,fi} = 111 \text{ kN.m}$

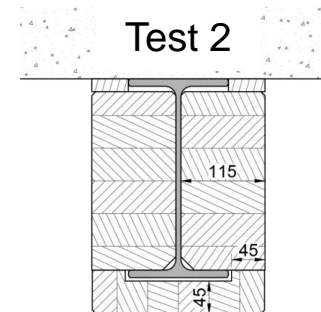


Fire test in CSTB (Paris)

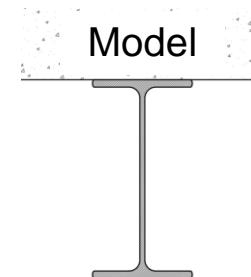
Fire resistance of beam in bending



29 min
91 kN.m

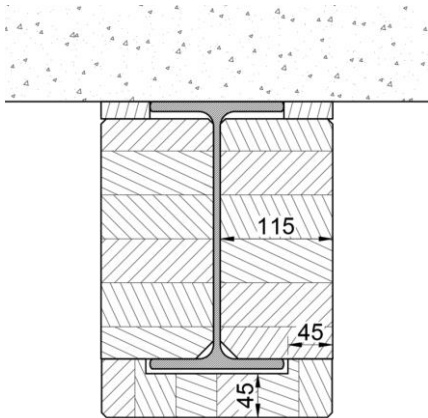
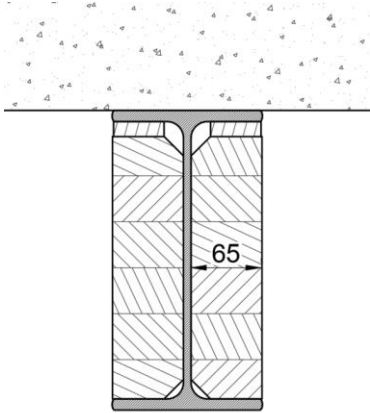


81 min
111 kN.m



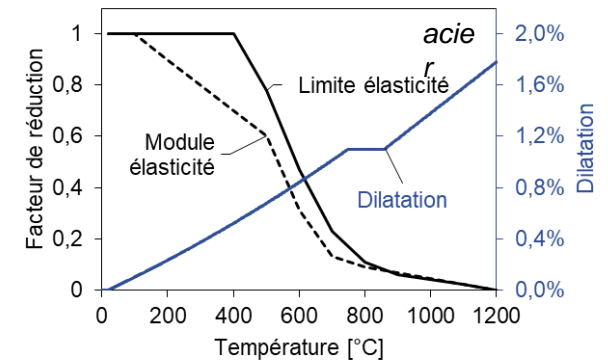
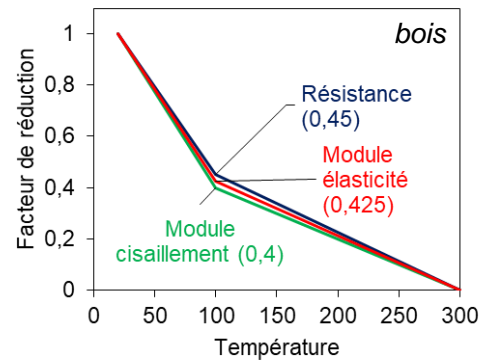
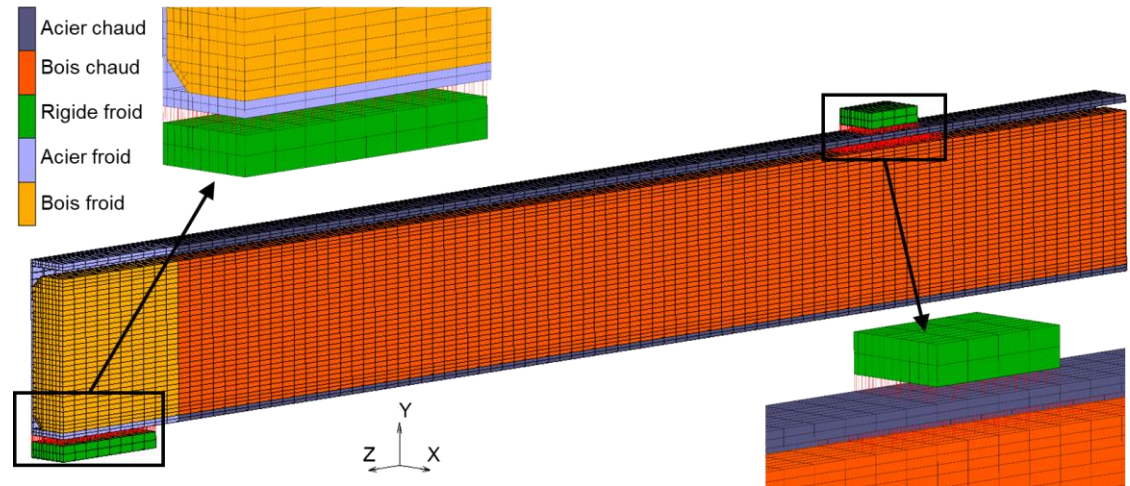
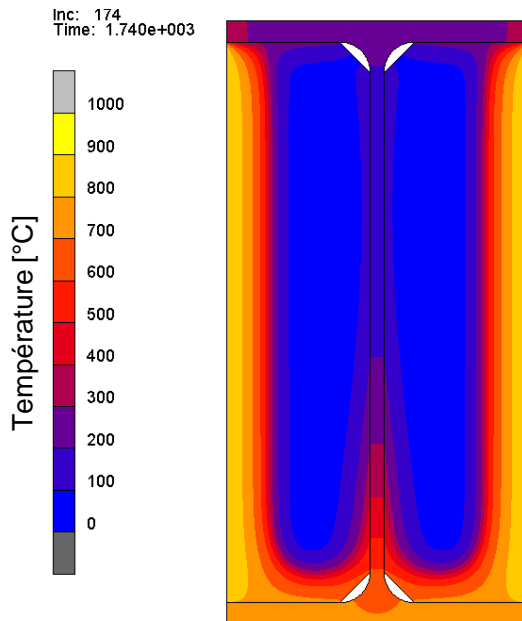
13 min
66 kN.m

Fire test in CSTB (Paris)



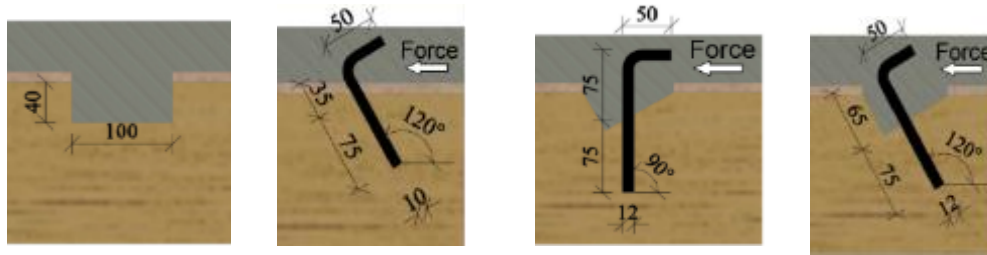
Fire test in CSTB : numerical model

Couplage thermomécanique



Timber-concrete in Africa (Burkina Faso)

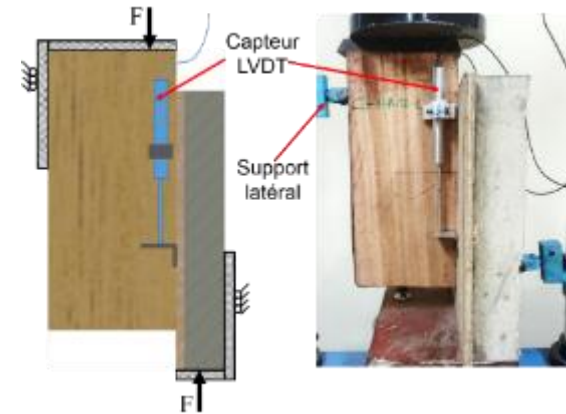
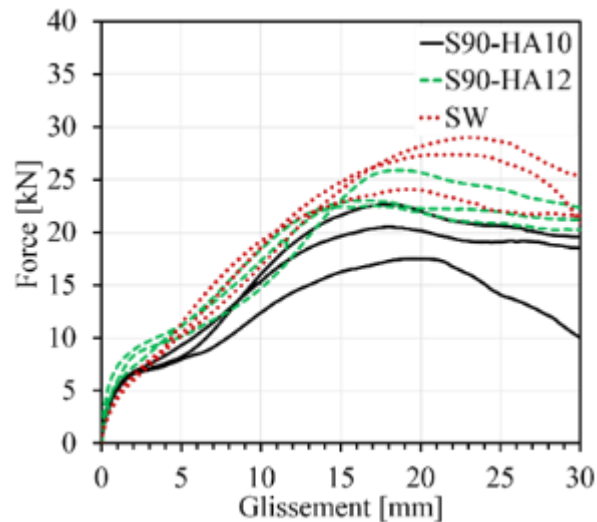
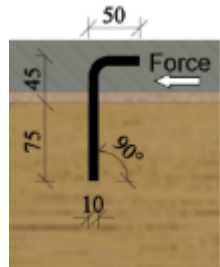
Push-out tests : local timber and concrete steel bars



Concrete

Timber

Specimens

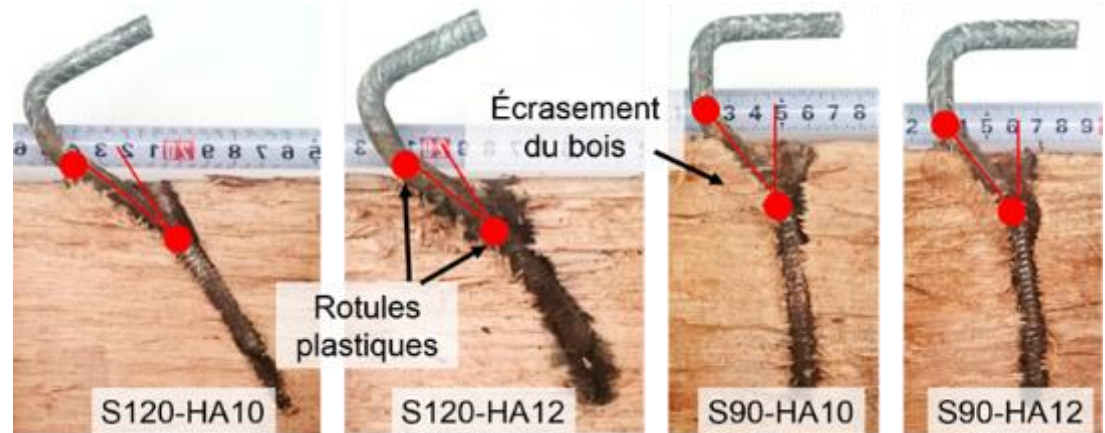


Specimens

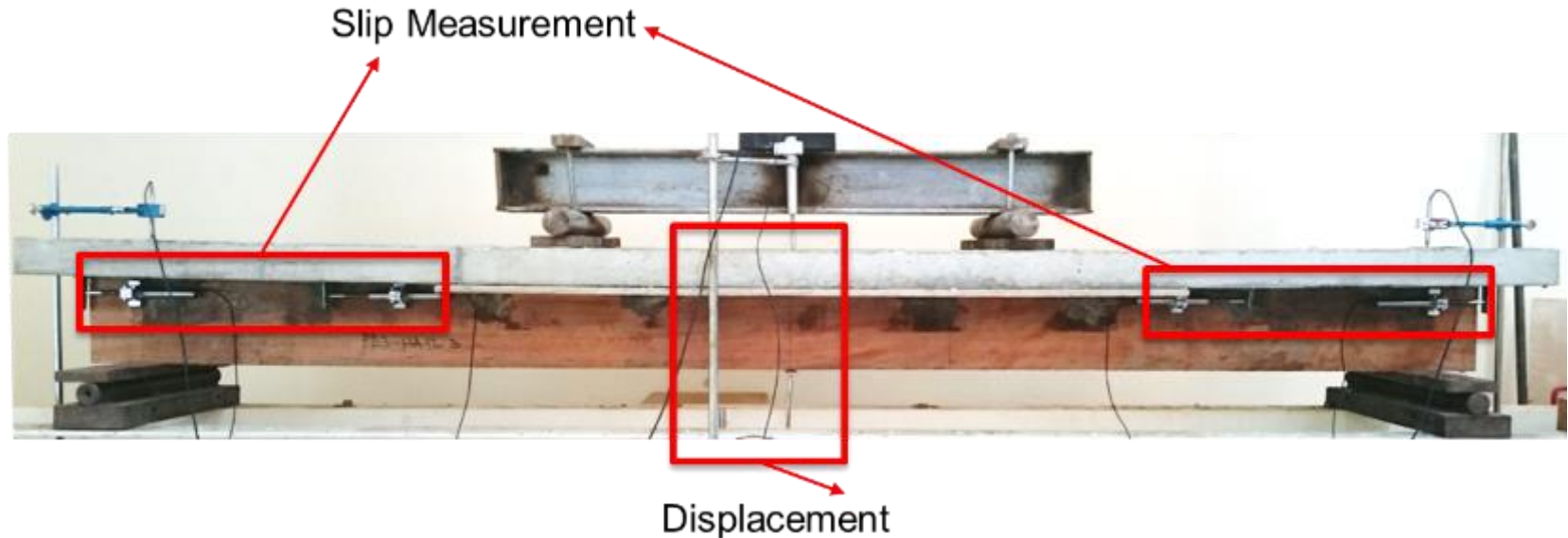
Timber-concrete : failure mode

Push-out (Failure modes)

- Plastic hinges in the steel bars
- Wood failure in bearing
- Brittle fracture of concrete



Whole beam in bending (short and long term load)



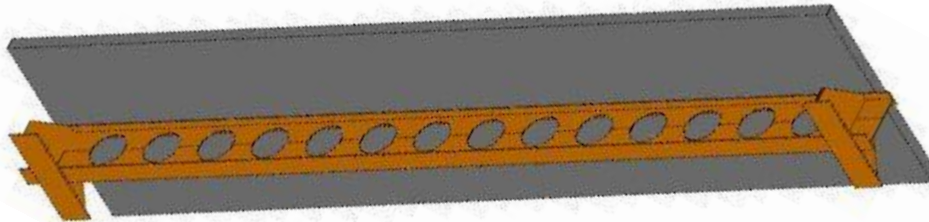
Timber-concrete (2IE Ouagadougou)



How bout the combination steel-timber-concrete ?

Slab

- Concrete
- CLT (Cross Laminated Timber)
- Combination of timber and concrete



Beam

- Steel with or without web opening
- Hybrid steel-timber
- Timber (glulam)

Challenge

- How to manage the shear connection

Application on bridges : timber-concrete solution

Concrete slab and glulam beams

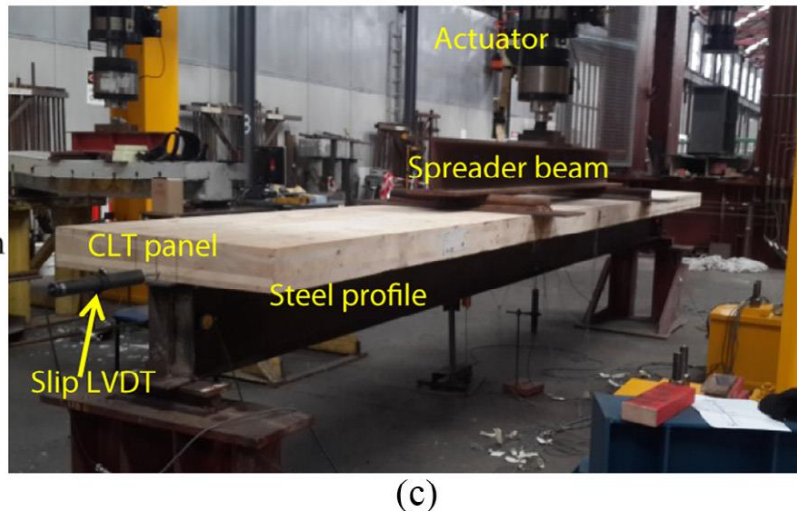
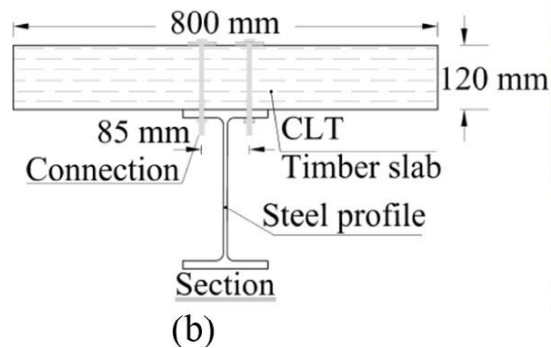
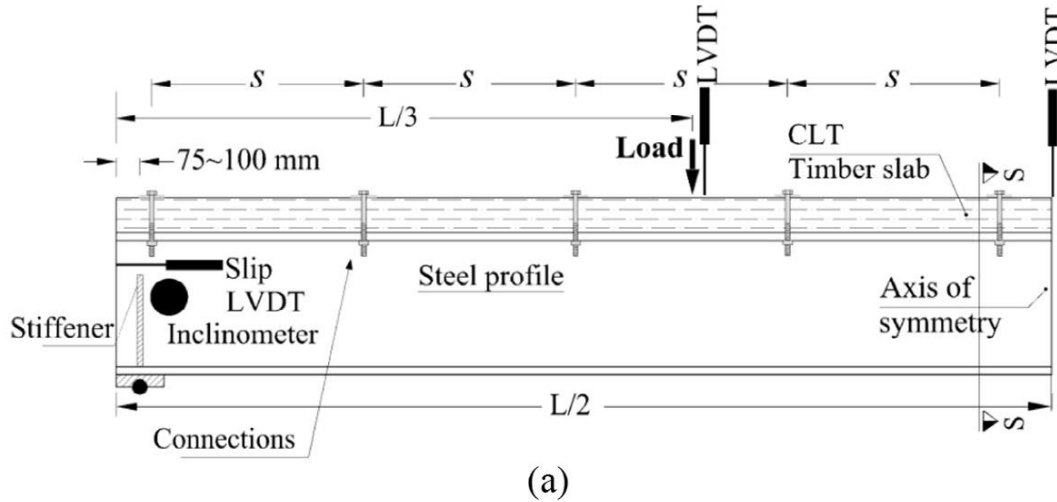


Existing and Futur work

- On the basis of existing results in bibliography
- Our own results

How to define the future work (based on the existing one with some extensions) ?

Existing studies : Hybrid elements



CLT + Steel elements

Existing studies : Hybrid elements



A. Hassanieh, H.R. Valipour [†], M.A. Bradford
Engineering Structures 144 (2017) 43–57

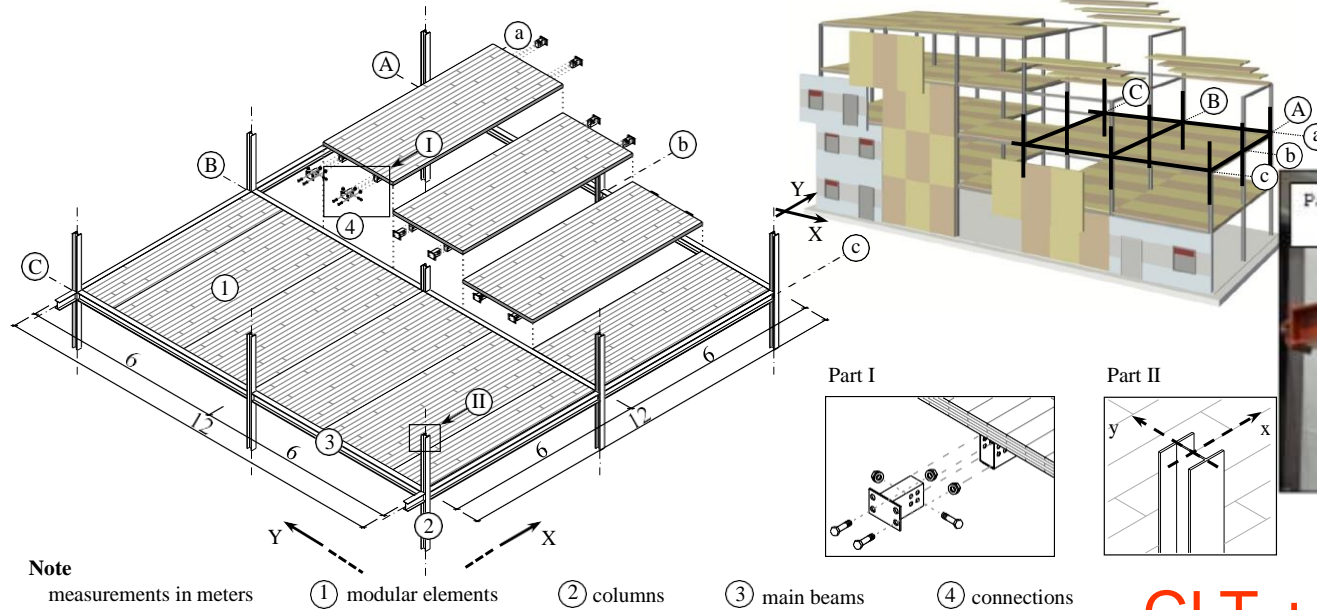
Shear connection:
ductile behaviour



Existing studies : Hybrid elements

Engineering Structures 138 (2017) 229–244

Cristiano Loss, Andrea Frangi



CLT + Steel elements

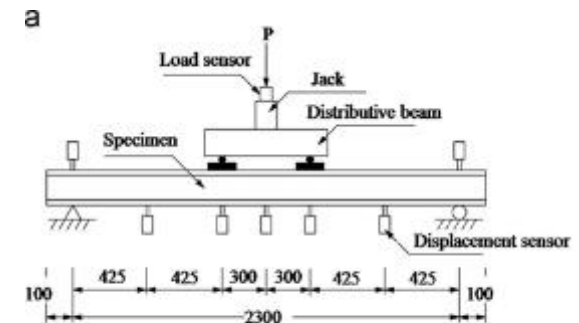
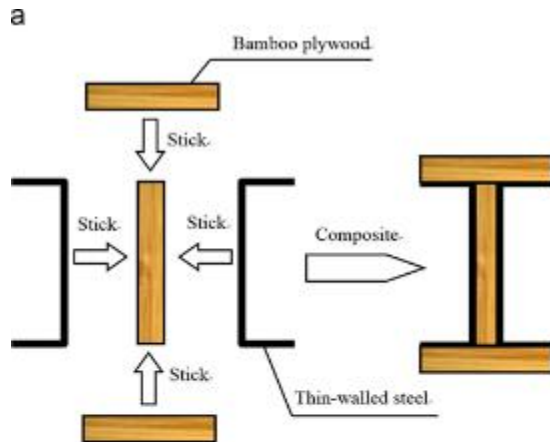


Existing studies : Hybrid elements

Thin-Walled Structures 89 (2015) 17–24

Yushun Li, Wei Shan, Huangying Shen, Zhen-Wen Zhang, Junzhe Liu

Bamboo with thin walled steel element



Futur work

- Connections
 - Beam-to-beam and beam-to-column
 - Slab to wall
- Shear connection
 - Concrete to CLT
 - CLT to steel elements
 - Concrete to hybrid elements
- Structural element
 - Slabs
 - Shear walls
 - Beams and columns

Examples of dismountable systems For reuse

Composite Structures : DELTABEAM[®] Frame



Composite structures DELTABEAM® Frame

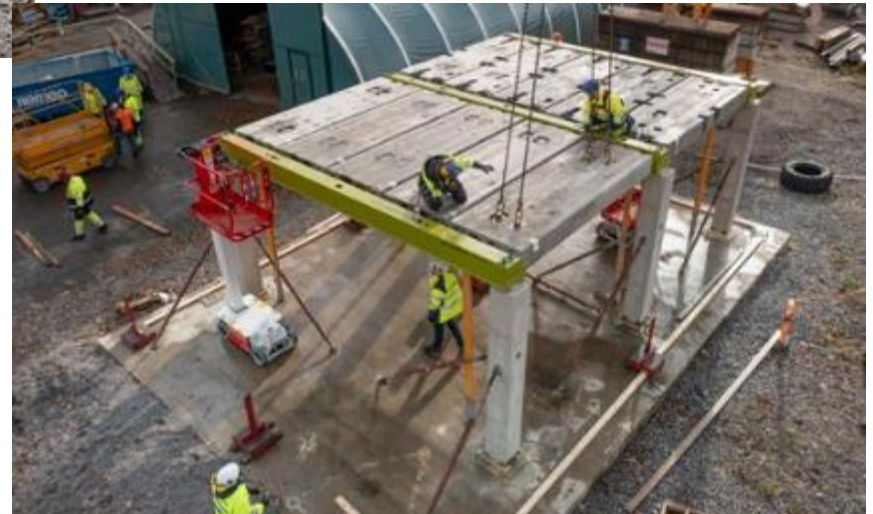


Dismountable connections Deltabeam

Column base (Peikko)



Illustration of dismountable composite system (Peikko)



Dismountable shear connectors

- Ductile behaviour

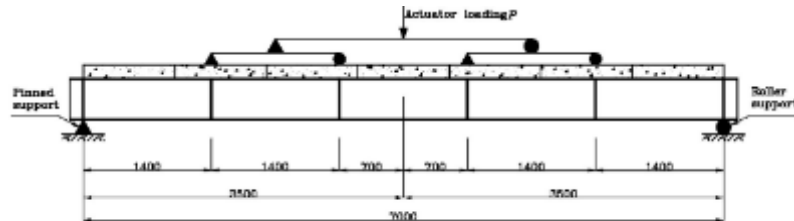
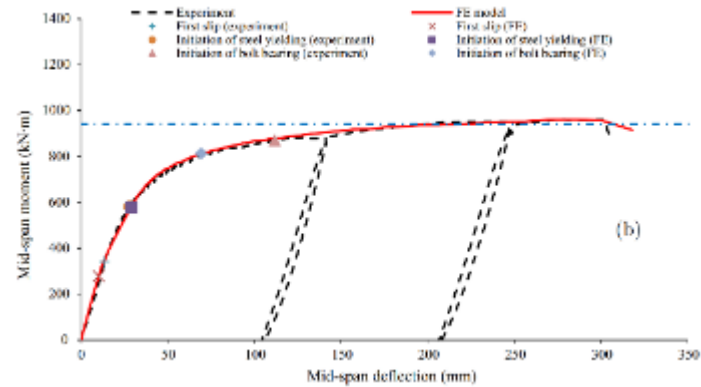


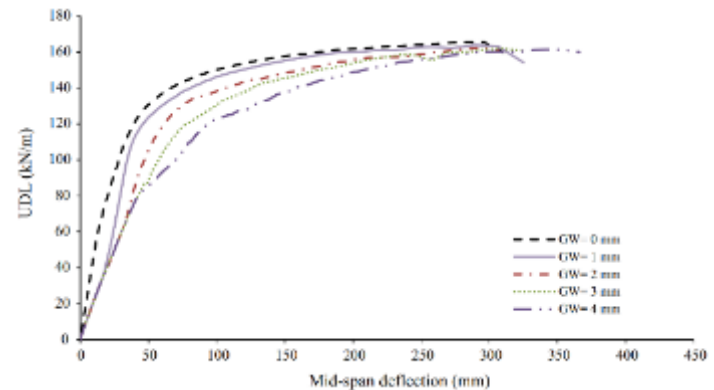
Fig. 5. Loading arrangement.



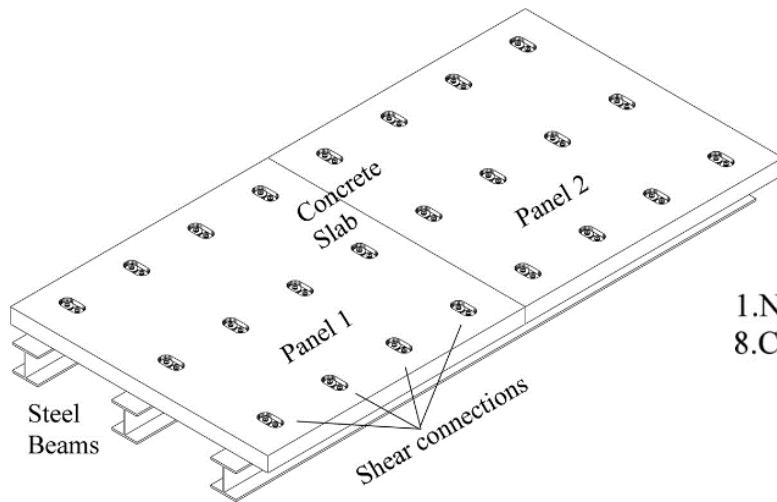
Test/ FEM



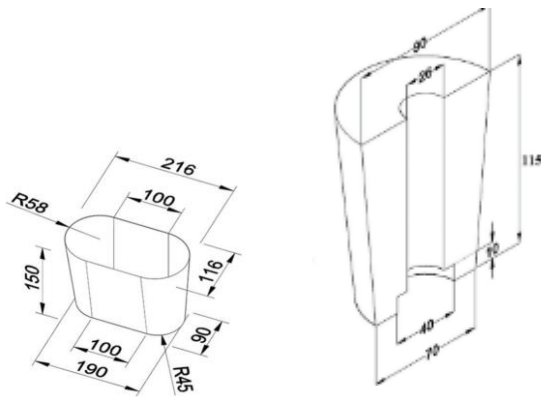
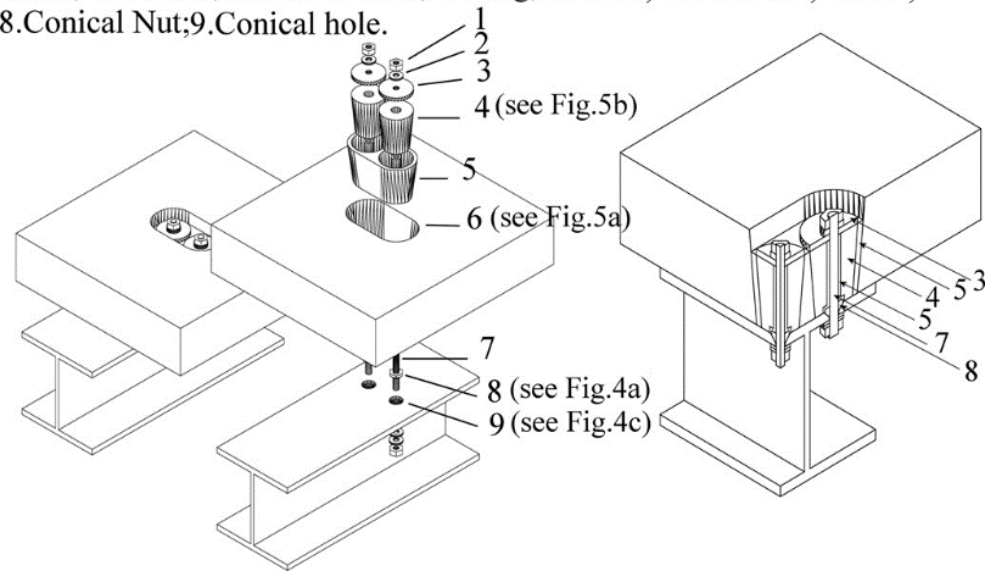
Effect of gap between concrete blocs



Dismountable shear connectors

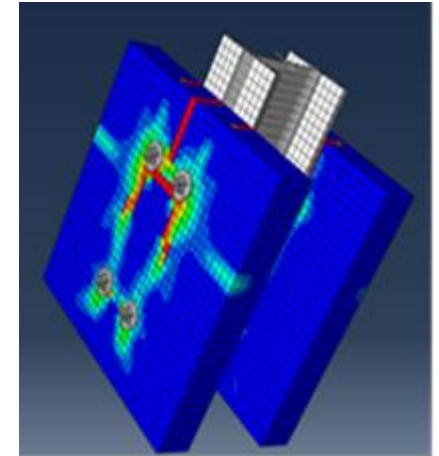
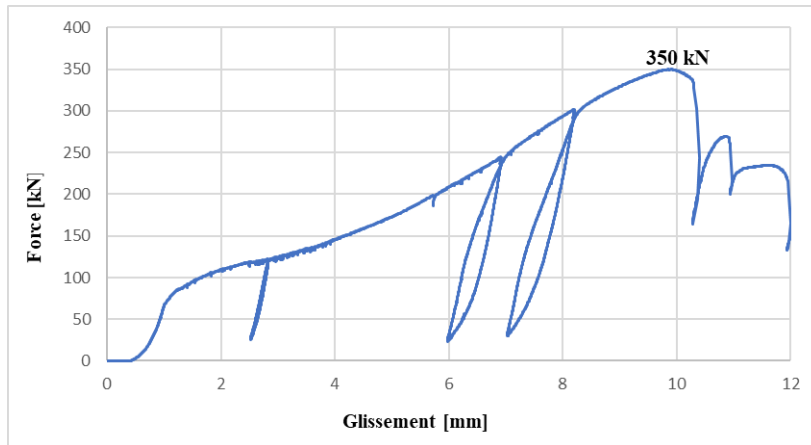


1.Nut; 2.Washer; 3.Plate washer; 4. Plug; 5.Grout; 6.Slab hole; 7.Bolt;
8.Conical Nut;9.Conical hole.

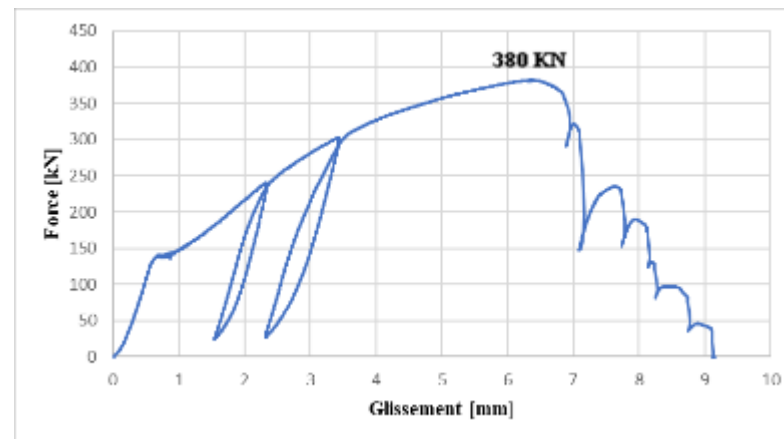


A.S.H. Suwaed and T.L. Karavasiliis, Novel Demountable Shear Connector for Accelerated Disassembly, Repair, or Replacement of Precast Steel-Concrete Composite Bridges. J. Bridge Eng., 2017, 22(9).

Push-out Test : Steel-Concrete



Normal bolts

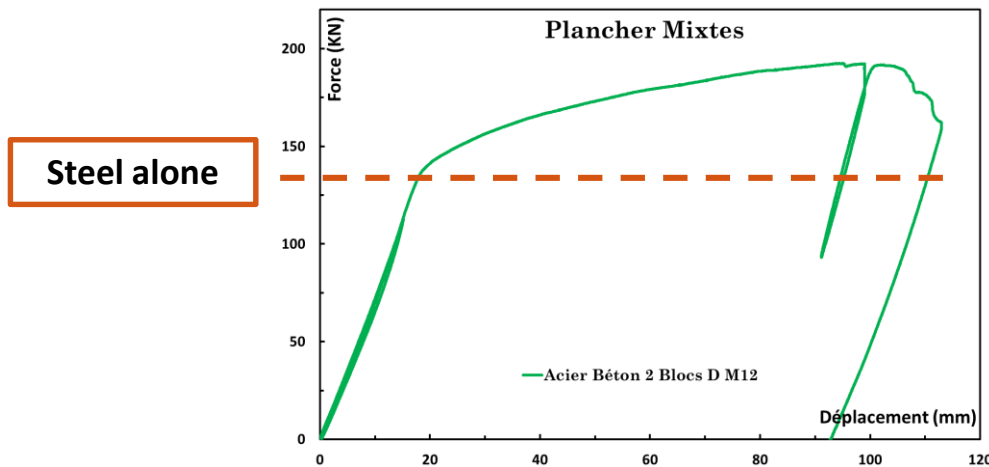
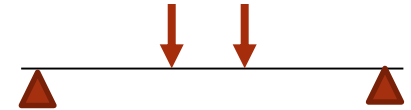


« Prestressed » bolts

Steel-concrete & Steel-CLT : for Reuse

Dismountable composite beams : Steel-Concrete & Steel-Timber

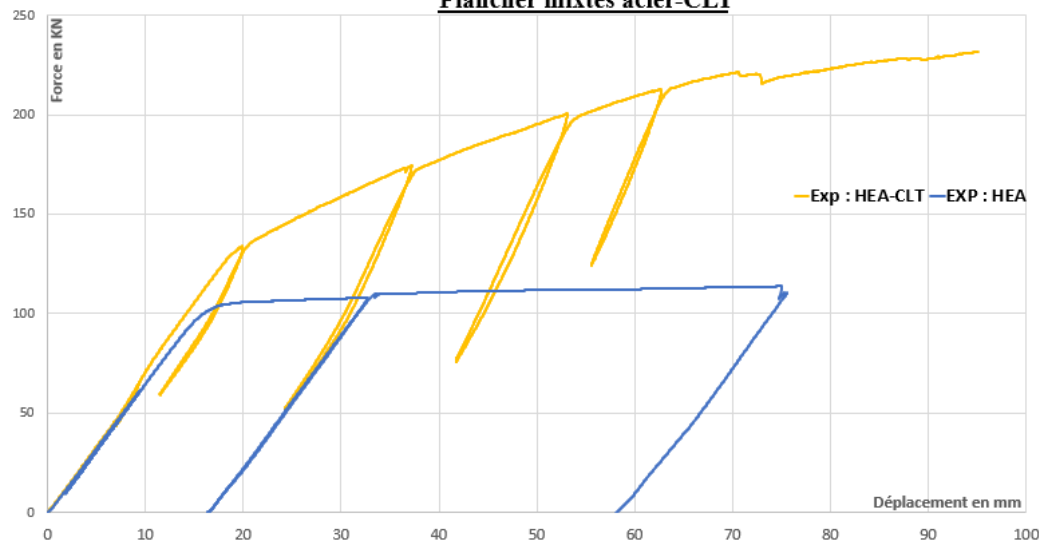
- Increase of stiffness limited : gap of bolts
- Increase of Strength
- High ductility



Steel-concrete & Steel-CLT : for Reuse



Plancher mixtes acier-CLT



Dismountable car park : steel, concrete, ... timber

Parking Auchan (Aubière)

- Structure steel-concret : beam, slab, column



Dismountable car park

Steel-concrete modules



Source :<https://astron-parking.fr/solutions-parking-silo/parkings-demontables/>

Dismountable car park

- Parking Briand (connection patent) : tests in Clermont



Dismountable car park

- Concrete slab ? CLT ? Glulam ?



<https://www.gagnepark.com/parking-modulaire/>

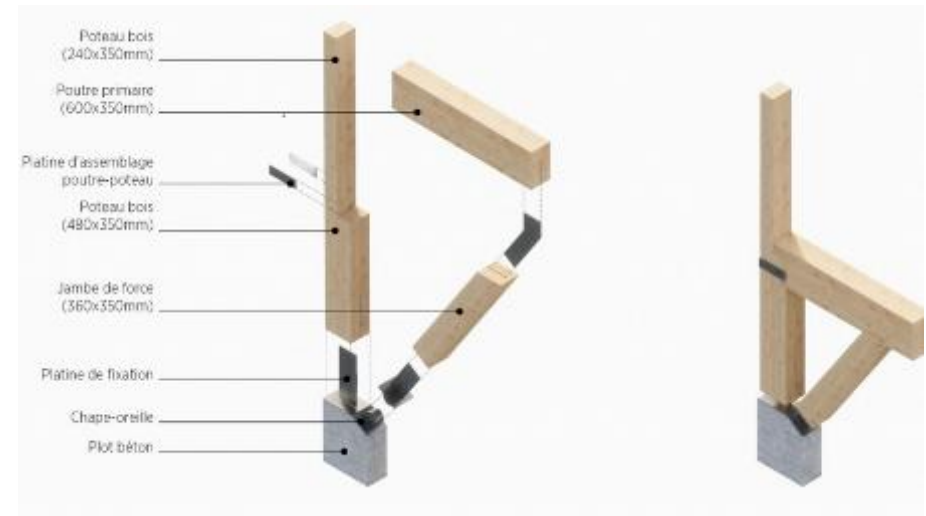
Dismountable car park



<https://graamarchitecture.fr/projets/silo>

Dismountable car park : timber-concrete-steel

- Too large element ?



<https://graamarchitecture.fr/projets/silo>

Timber structures : to be protected



Aire Chavanon

Quelques pistes pour la suite

- Caractériser les composants avant réemploi (méthodes destructives et non destructives)
- Cibler la construction neuve et la réhabilitation
- Proposer des voies de valorisation (courantes et moins courantes)
- Explorer les solutions de mixité pour valoriser les composants issus de la déconstruction.
- Concevoir pour la démontabilité et la modularité.
- Evaluer la résistance résiduelle des éléments, soudures, boulons ...
 - Corrosion, fatigue, dégradation biologique, endommagement...
 - Méthodes de diagnostic et solutions de réparation ?



4ème Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte CICOMM'25

ENP Alger, 26-27 Octobre 2025

Thanks for your attention

abdelhamid.bouchair@uca.fr

Conférence plénière 3

Prof. Abdelouahab Khelil,

Université de Nancy, France.

Titre :

Influence des imperfections géométriques sur la stabilité globale des structures métalliques-Interaction méthode d'analyse et conception.

Université de Lorraine, Nancy
Institut Jean Lamour CNRS 7198

Chiffres-clés

Partenariats industriels

150

150 entreprises partenaires

Publications scientifiques

300

300 articles publiés chaque année dans des revues à comité de lecture

Thèses

32

32 thèses soutenues chaque année

International

30

30 pays partenaires dans le cadre de collaborations académiques

CHIFFRES CLÉS			
7100 PERSONNELS	60 000 ÉTUDIANTS	49 IMPLANTATIONS GÉOGRAPHIQUES	
11 ÉCOLES D'INGÉNIEURS 1er pôle français de formation d'ingénieurs	24 FACULTÉS ET INSTITUTS	8 INSTITUTS UNIVERSITAIRES DE TECHNOLOGIE	60 LABORATOIRES DE RECHERCHE

Présentée par : Abdelouahab KHELIL

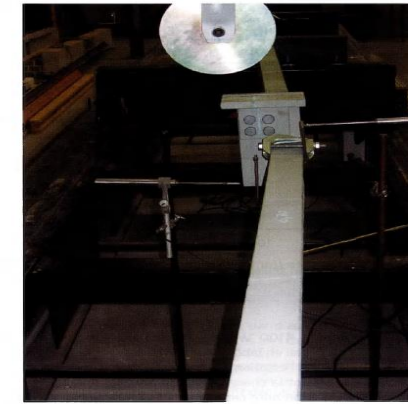
Influence des imperfections géométriques sur la stabilité globale des structures métalliques –interaction méthodes d'analyse et conception

The 4th International Conference on Steel and Composite Structures

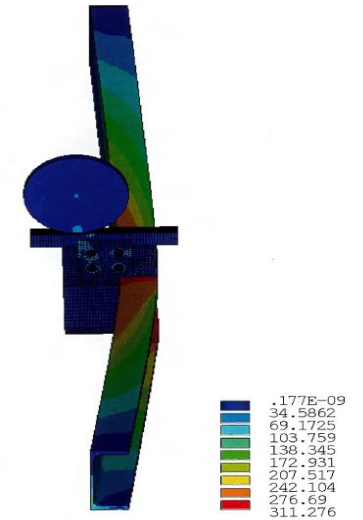
Algiers, October 26-27, 2025

EFFETS DES IMPERFECTIONS GLOBALES ET LOCALE

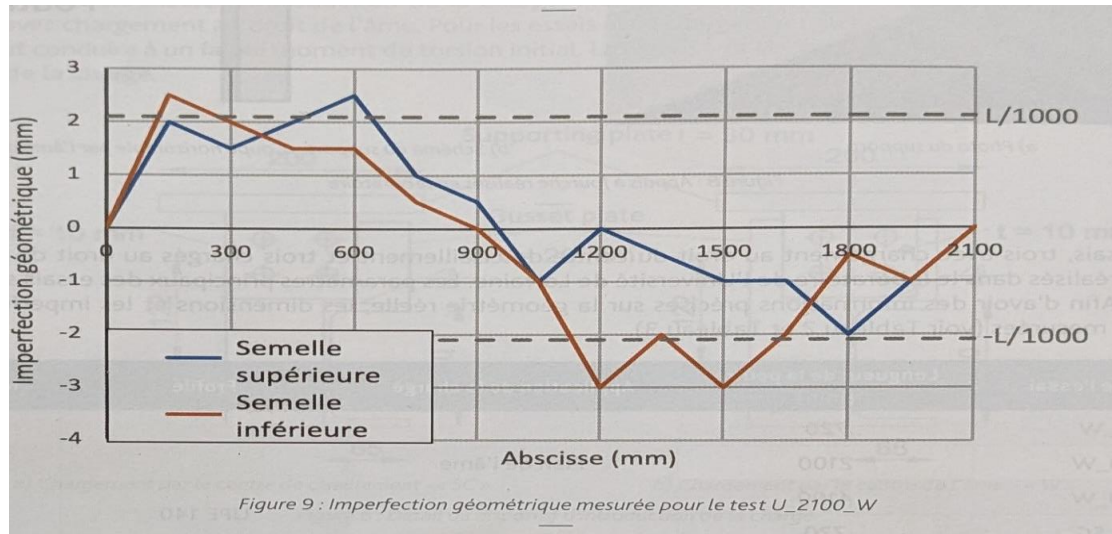
- Prise en compte des imperfections:
 1. Imperfections géométriques
 2. Excentricités inévitables au niveau des assemblages
 3. Hétérogénéité du matériau
 4. Contraintes résiduelles



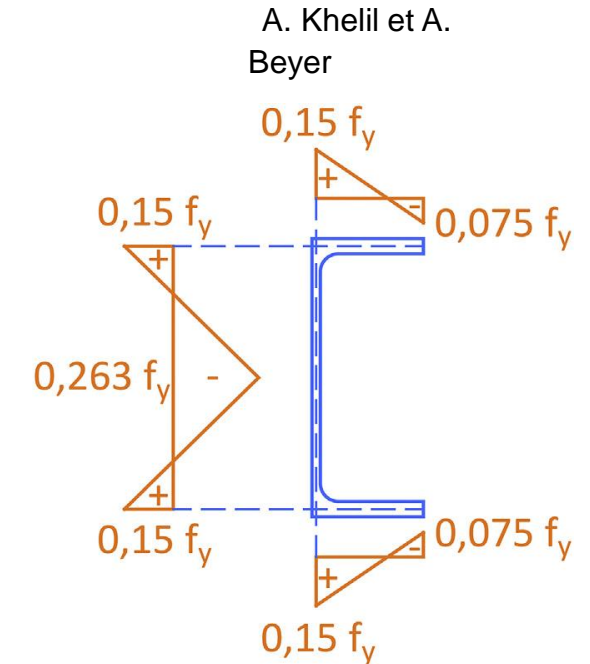
a) Essai en laboratoire



b) Simulation numérique – Contrainte de von Mises (MPa)



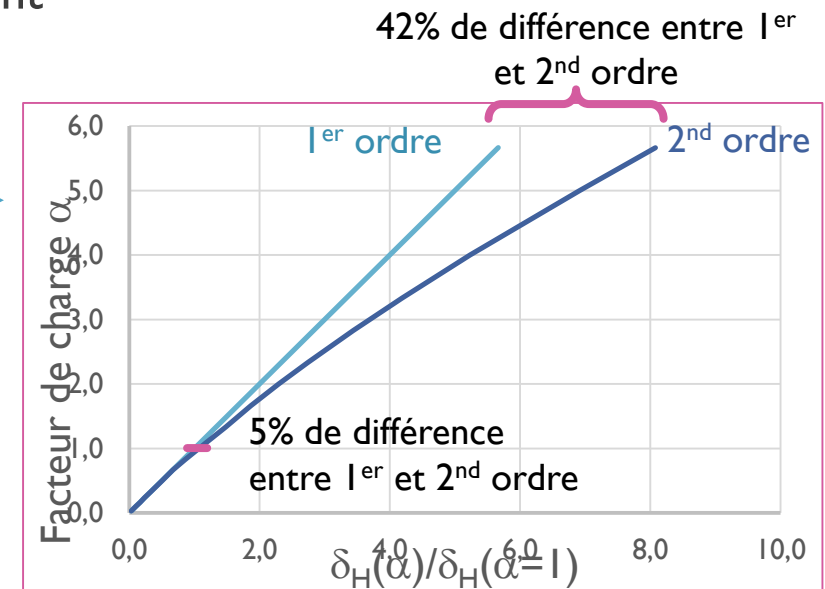
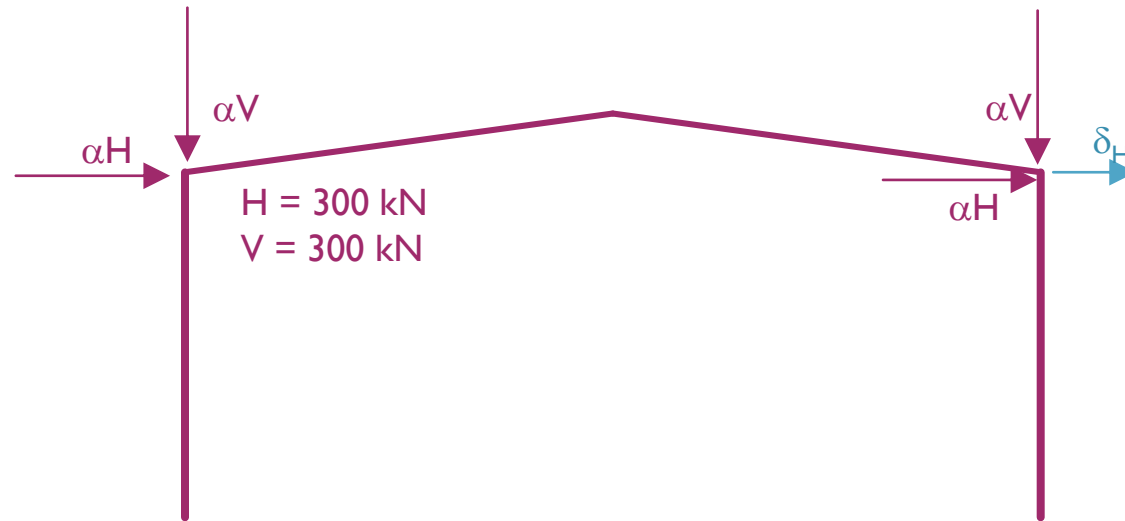
A. Khelil ,A. Beyer



A. Khelil ,A. Beyer, N. Boissonade

EFFETS DU SECOND ORDRE GLOBAL

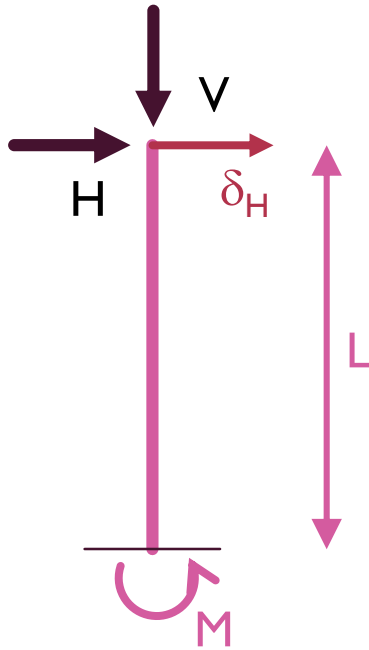
■ Effets du second ordre – Exemple d'un bâtiment



- Pour un facteur de charge = 1, les effets du second ordre sont faibles
- Pour un facteur de charge = 5,5, les effets du second ordre sont très importants
- Toutes les structures peuvent être sensibles aux effets du second ordre en fonction de **l'importance des charges verticales**

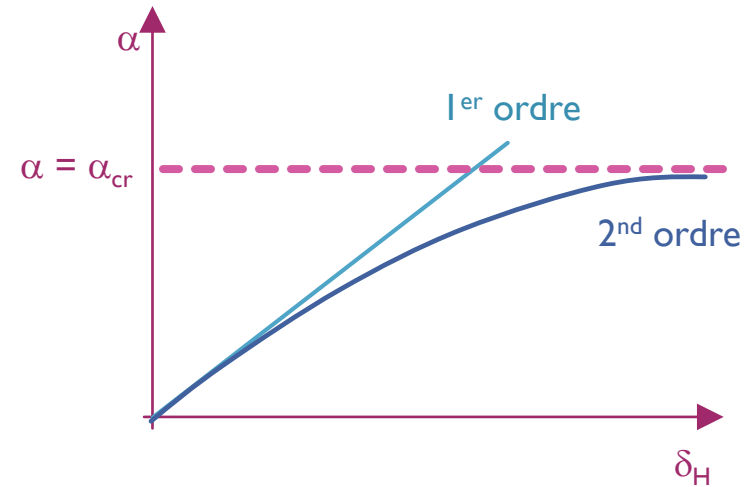
EFFETS DU SECOND ORDRE GLOBAL

- Réduction du problème – poteau encastré en pied



2nd ordre:

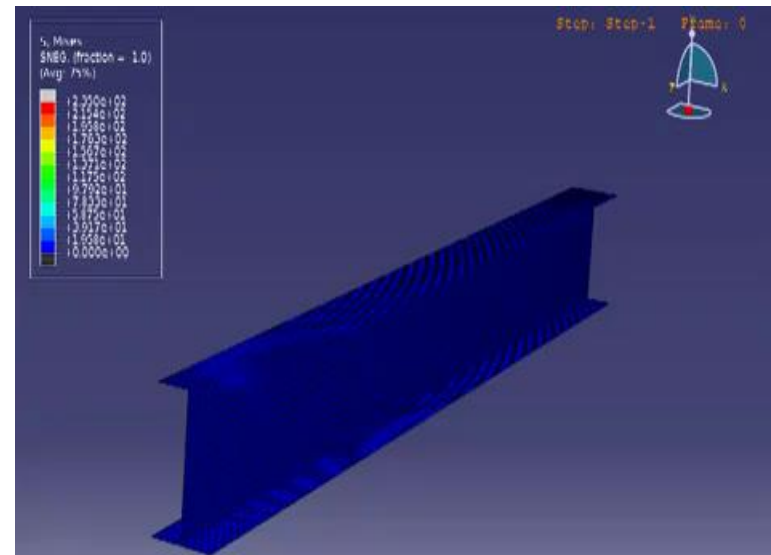
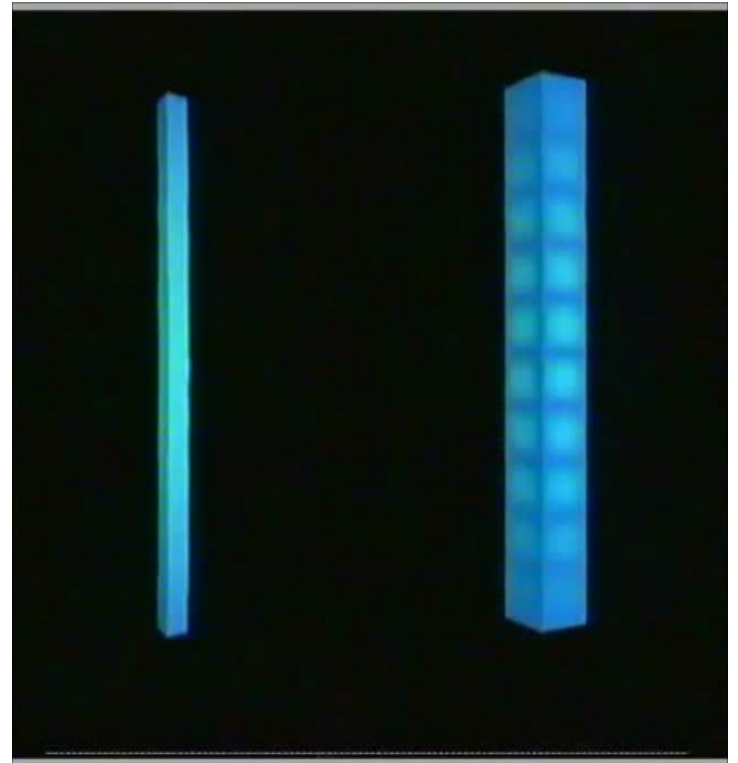
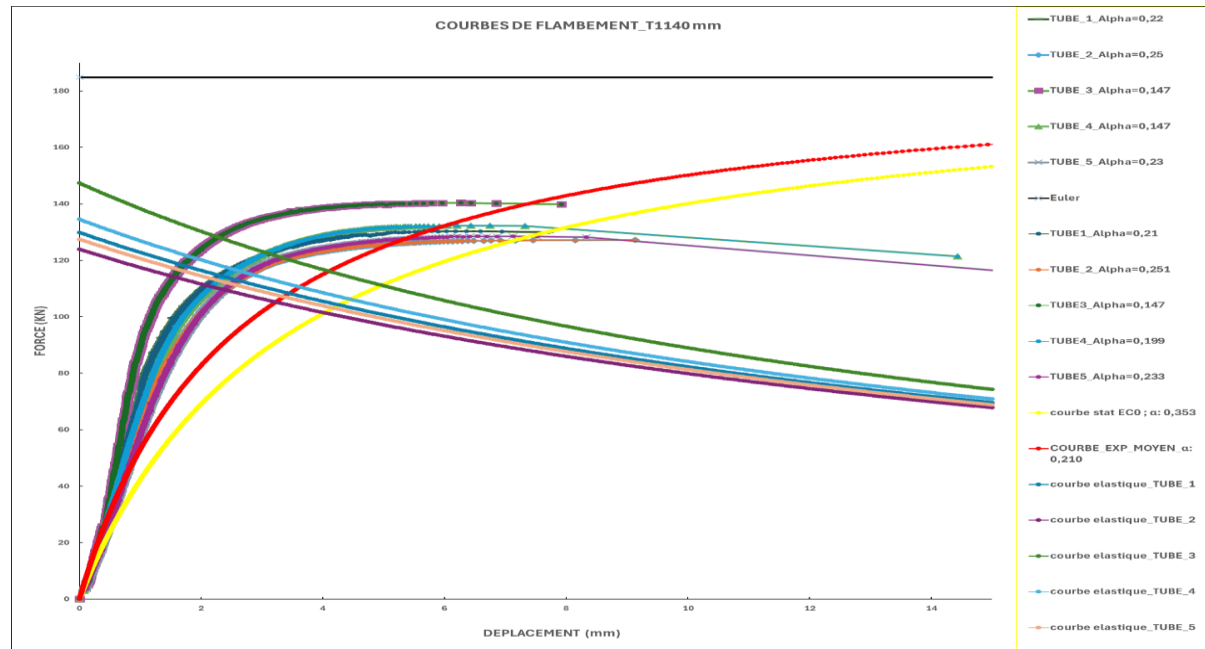
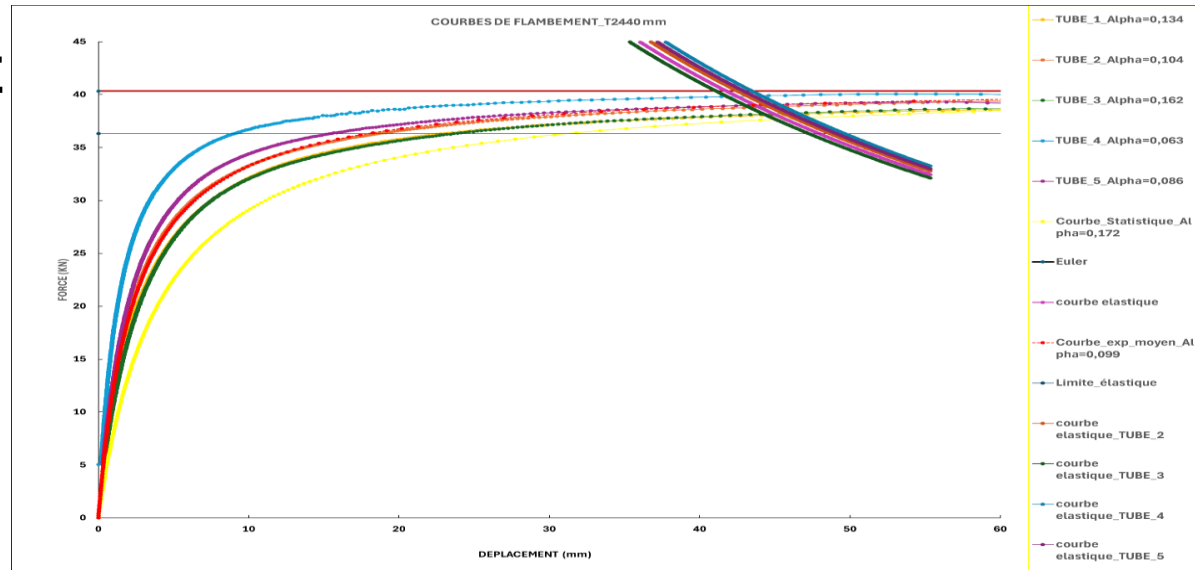
$$\begin{aligned}\delta_H^{II} &= \delta_H^I * \frac{1}{1 - \frac{V}{V_{cr}}} \\ &= \delta_H^I * \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}\end{aligned}$$



- Les déplacements tendent vers l'infini en approchant la charge critique V_{cr}
- Si la charge verticale est égale à V_{cr} , la structure n'a plus de rigidité latérale

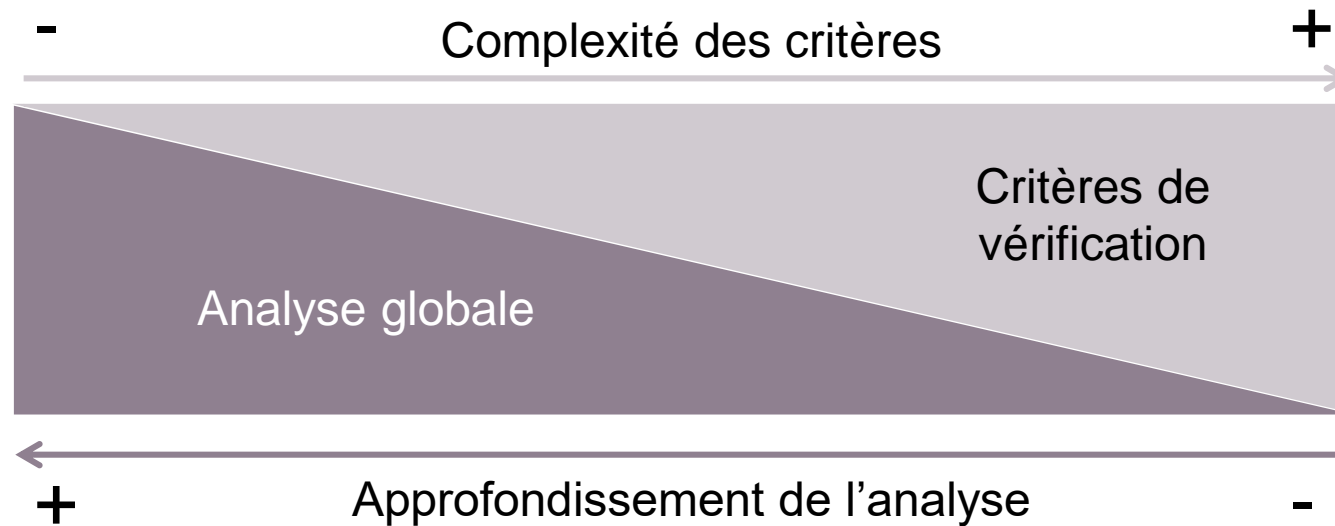
INTRODUCTION

CONTEXTE

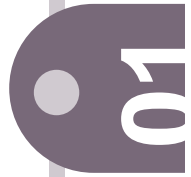


CONTEXTE

- La conception d'une structure s'effectue en deux étapes :
 - L'analyse de la structure, dite analyse globale
 - Les vérifications de résistance et de stabilité
- Corrélation entre analyse globale et critères de vérification :



SOMMAIRE



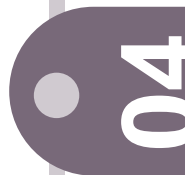
Méthodes de prise en compte des imperfections initiales



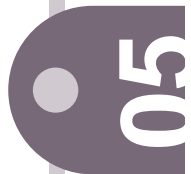
Dimensionnement des éléments comprimés fléchis suivants les principes admis actuellement



Proposition d'une nouvelle méthodologie de calcul des éléments comprimés fléchis



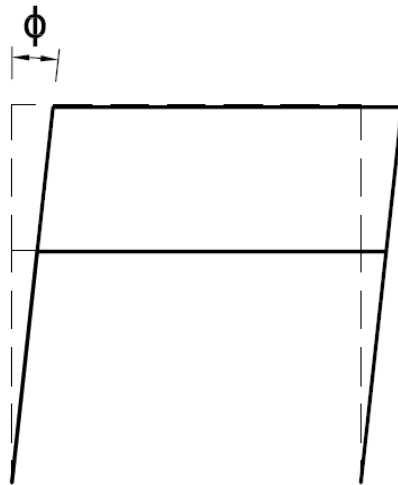
Estimations des imperfections initiales affectant les sections tubulaires creuses



Conclusion

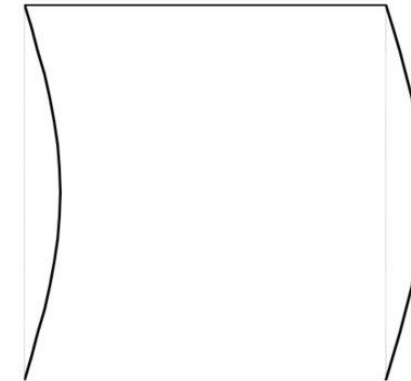
1.1. MÉTHODES CONVENTIONNELLES

→ Les méthodes conventionnelles sont basées sur la définition d'une imperfection globale et d'une imperfection locale



Imperfection globale :
Défaut initial global d'aplomb de la structure se traduisant par un faux-aplomb d'angle ϕ

EC3 Article 5.3.2(2)



Imperfection locale :
Imperfection en arc d'amplitude maximale e_0
Elle doit être appliquée à chaque éléments de la structure

EC3 Article 5.3.2(2)

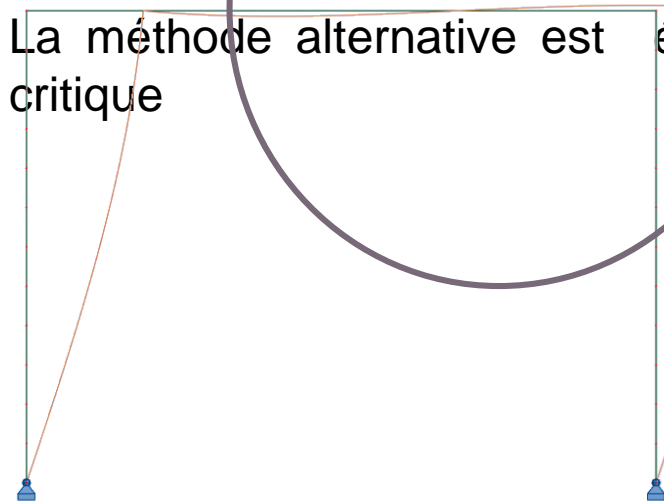
1.2. MÉTHODE ALTERNATIVE

- La méthode alternative est basée sur la définition d'une imperfection unique
 - Principe de définition du coefficient de normalisation
- L'allure de l'imperfection unique est identique à la déformée critique du mode de flambement de la structure le plus représentatif de l'instabilité
 - La déformée critique permet de prédire le comportement global et local d'une structure sous un chargement donné

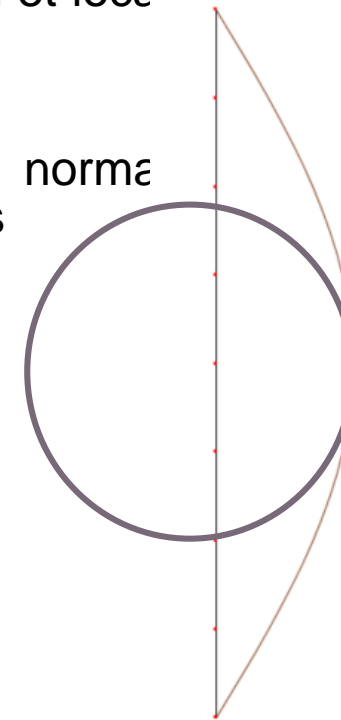
→ La méthode alternative est également basée sur le principe de normalisation de la courbure de la déformée critique de la structure dans la section critique

=

Courbure maximale de la barre de référence



Déformée critique du mode de flambement le plus représentatif

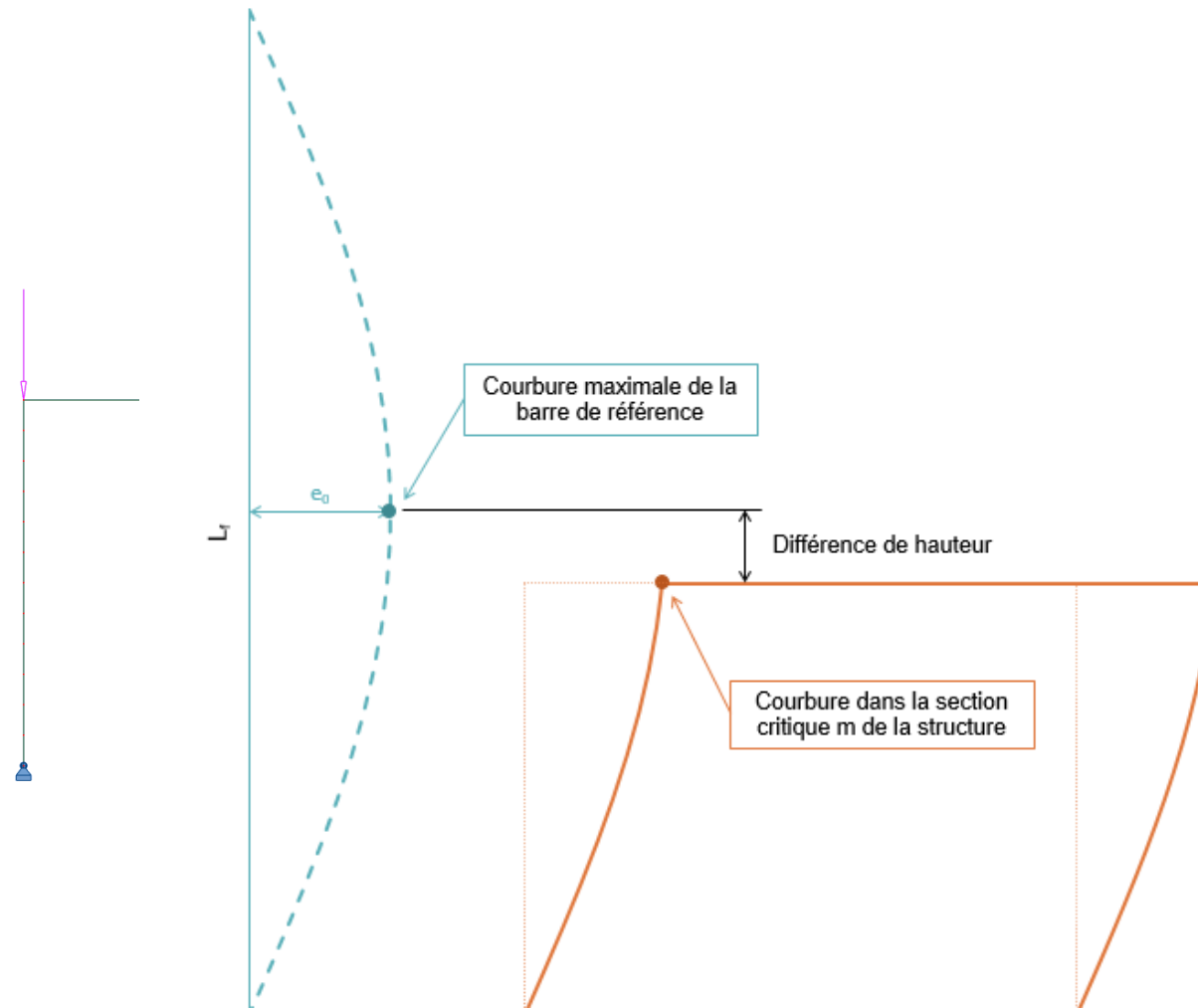


Barre de référence

structure sous un

la déformée

1.2. MÉTHODE ALTERNATIVE



1.3. MÉTHODES DES COURBURES

→ Équation de la déformée critique :

$$\eta_{cr}(x) = A \cos\left(\frac{\pi x}{L_{cr}}\right) + B \sin\left(\frac{\pi x}{L_{cr}}\right) + Cx + D$$

→ Équation de la courbure de la déformée critique :

$$\eta_{cr}''(x) = -A \frac{\pi^2}{L_{cr}^2} \cos\left(\frac{\pi x}{L_{cr}}\right) - B \frac{\pi^2}{L_{cr}^2} \sin\left(\frac{\pi x}{L_{cr}}\right)$$

→ Abscisse de la courbure maximale

$$x_{\eta_{cr,max}} = \frac{L_{cr}}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{B}{A}\right) + n \cdot L_{cr}$$

→ Courbure maximale

$$\eta_{cr,max}'' = -A \frac{\pi^2}{L_{cr}^2} \cos\left(\frac{\pi x_{\eta_{cr,max}}}{L_{cr}}\right) - B \frac{\pi^2}{L_{cr}^2} \sin\left(\frac{\pi x_{\eta_{cr,max}}}{L_{cr}}\right)$$

→ Coefficient de normalisation :

$$C_{nor} = \frac{\eta_{init,max}''}{\eta_{cr,max}''} = \frac{e_0}{-A \cdot \cos\left(\frac{\pi x_{\eta_{cr,max}}}{L_{cr}}\right) - B \cdot \sin\left(\frac{\pi x_{\eta_{cr,max}}}{L_{cr}}\right)}$$

1.3. MÉTHODES DES COURBURES

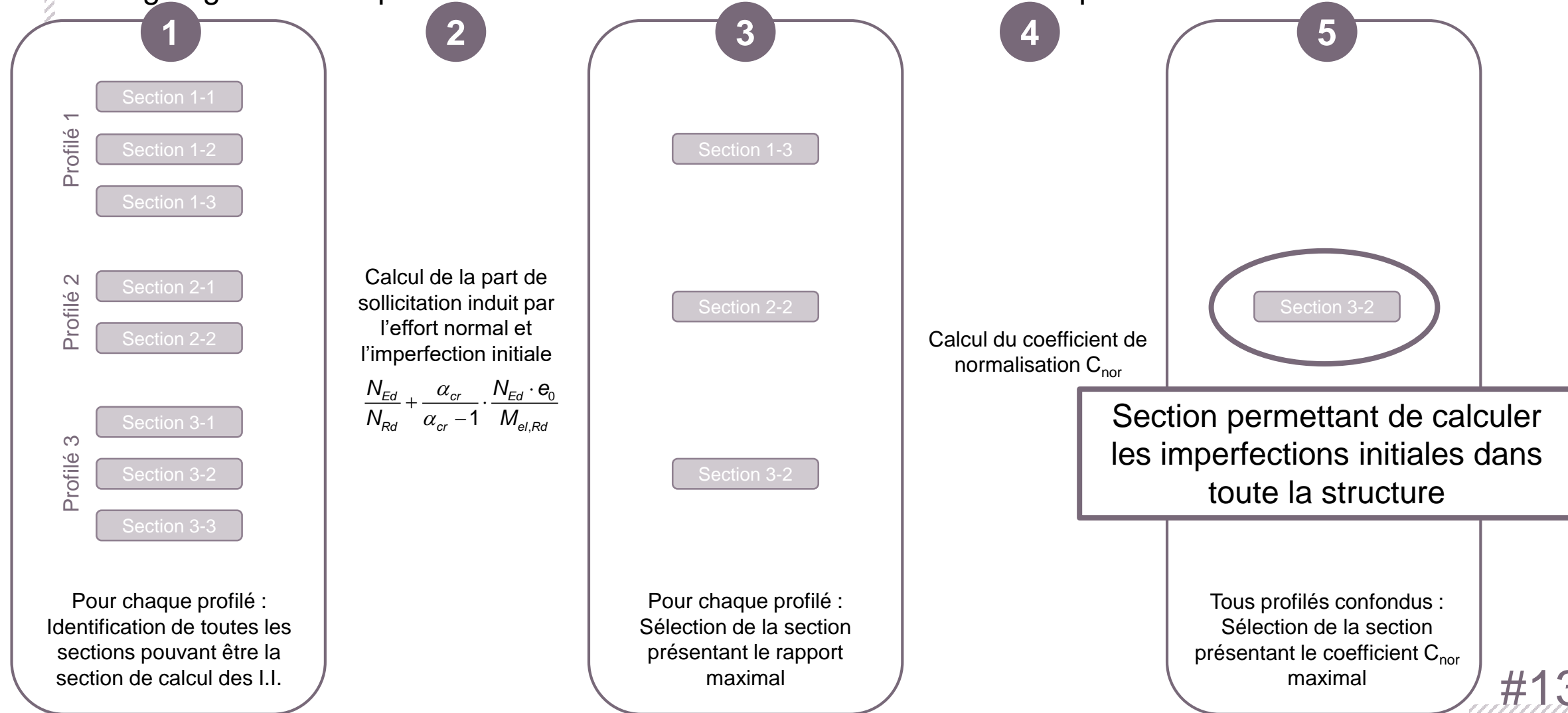
→ Déterminations des inconnues A, B, C et D à partir des valeurs, de déformée et de rotation, de deux points, localisés dans la section engendrant les imperfections initiales les plus défavorables :

$$\begin{bmatrix} \cos\left(\frac{\pi X_1}{L_{cr}}\right) & \sin\left(\frac{\pi X_1}{L_{cr}}\right) & x_1 & 1 \\ -\frac{\pi}{L_{cr}}\sin\left(\frac{\pi X_1}{L_{cr}}\right) & \frac{\pi}{L_{cr}}\cos\left(\frac{\pi X_1}{L_{cr}}\right) & 1 & 0 \\ \cos\left(\frac{\pi X_2}{L_{cr}}\right) & \sin\left(\frac{\pi X_2}{L_{cr}}\right) & x_2 & 1 \\ -\frac{\pi}{L_{cr}}\sin\left(\frac{\pi X_2}{L_{cr}}\right) & \frac{\pi}{L_{cr}}\cos\left(\frac{\pi X_2}{L_{cr}}\right) & 1 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \eta_{cr}(x_1) = UX_1 \\ \eta'_{cr}(x_1) = RY_1 \\ \eta_{cr}(x_2) = UX_2 \\ \eta'_{cr}(x_2) = RY_2 \end{pmatrix}$$

→ Comment identifier la section de calcul des imperfections initiales qui engendrera les sollicitations plus défavorables dans la structure ?

1.3. MÉTHODES DES COURBURES

→ Organigramme simplifié d'identification de la section de calcul des imperfections initiales :



2.1. DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

→ Méthode (i) :

→ Les imperfections initiales et les effets du second ordre sont intégralement pris en compte dans l'analyse globale de la structure

→ Les vérifications s'effectuent à partir des critères en section :

Critère avec résistance élastique	Critère avec résistance plastique linéaire	Critère avec résistance plastique non-linéaire
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M''_{Ed}}{M_{el,Rd}} \leq 1$	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M''_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$	$\frac{M''_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1$

→ Méthode (ii) :

→ Les imperfections initiales et les effets du second ordre ne sont pas inclus dans l'analyse globale de la structure

→ Les vérifications s'effectuent à partir des critères en instabilité pour les éléments comprimés fléchis :

Critère avec résistance élastique	Critère avec résistance plastique linéaire
$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{Rd}} + k_{yy,el} \cdot \frac{M'_{Ed}}{M_{el,Rd}} \leq 1$	$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{Rd}} + k_{yy,pl} \cdot \frac{M'_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$

2.1. DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

→ Critère en instabilité de l'EC3 :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M'_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

→ Méthode 1 (Annexe A) de l'Eurocode 3 : méthode franco-belge bien fondée d'un point de vue mécanique

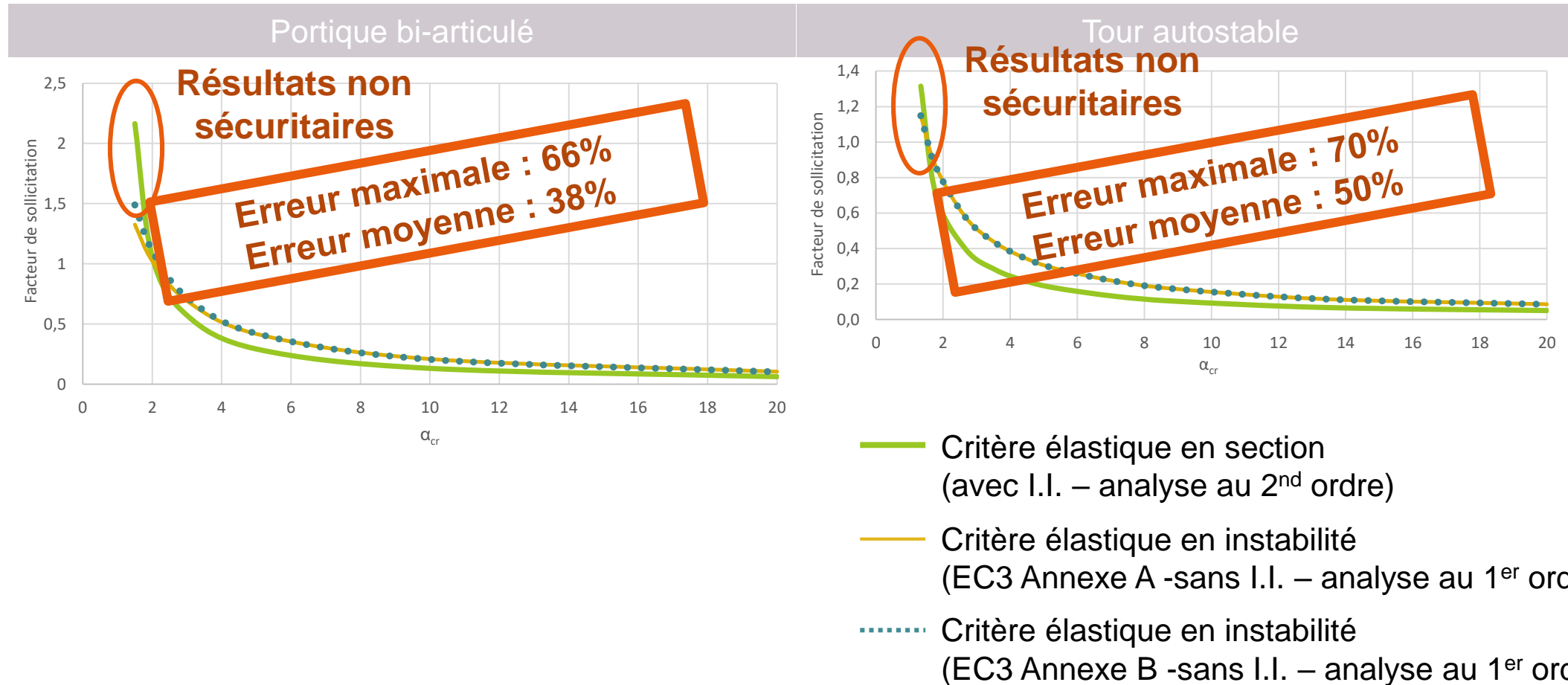
- M. Villette
- N. Boissonnade
- J.P. Muzeau
- J.P. Jaspart
- R. Maquoi
- J. Rondal

→ Méthode 2 (Annexe B) de l'Eurocode 3 :

- R. Greiner
- J. Lindner
- U. Kuhlmann
- A. Taras

2.2. ÉTUDE COMPARATIVE

→ Critères avec résistance élastique :



2.3. CONCLUSION

- Il n'y a pas d'équivalence entre critère en section et critère en instabilité
- Les critères en instabilité ne permettent pas d'exploiter l'ensemble des capacités de résistance des sections transversales (particulièrement la capacité plastique non-linéaire)
- Le coefficient de réduction au flambement ne dépend pas du chargement réel de la structure mais est défini uniquement pour une structure sollicitée par son effort maximal au flambement
- L'écriture actuelle du critère en instabilité ne permet pas de différencier l'effet de chaque sollicitation appliquée à la structure

03 DÉFINITION D'UN NOUVEAU PRINCIPE DE CALCUL DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

- 3.1. Nouveaux critères pour les éléments simplement comprimés
- 3.2. Nouveaux critères pour les éléments comprimés fléchis
- 3.3. Procédure de calcul

3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

Comportement d'une barre en flambement simple élastique :

→ Le moment M_{Ed} est dû à l'effort normal N_{Ed} et à l'imperfection initiale e_0 :

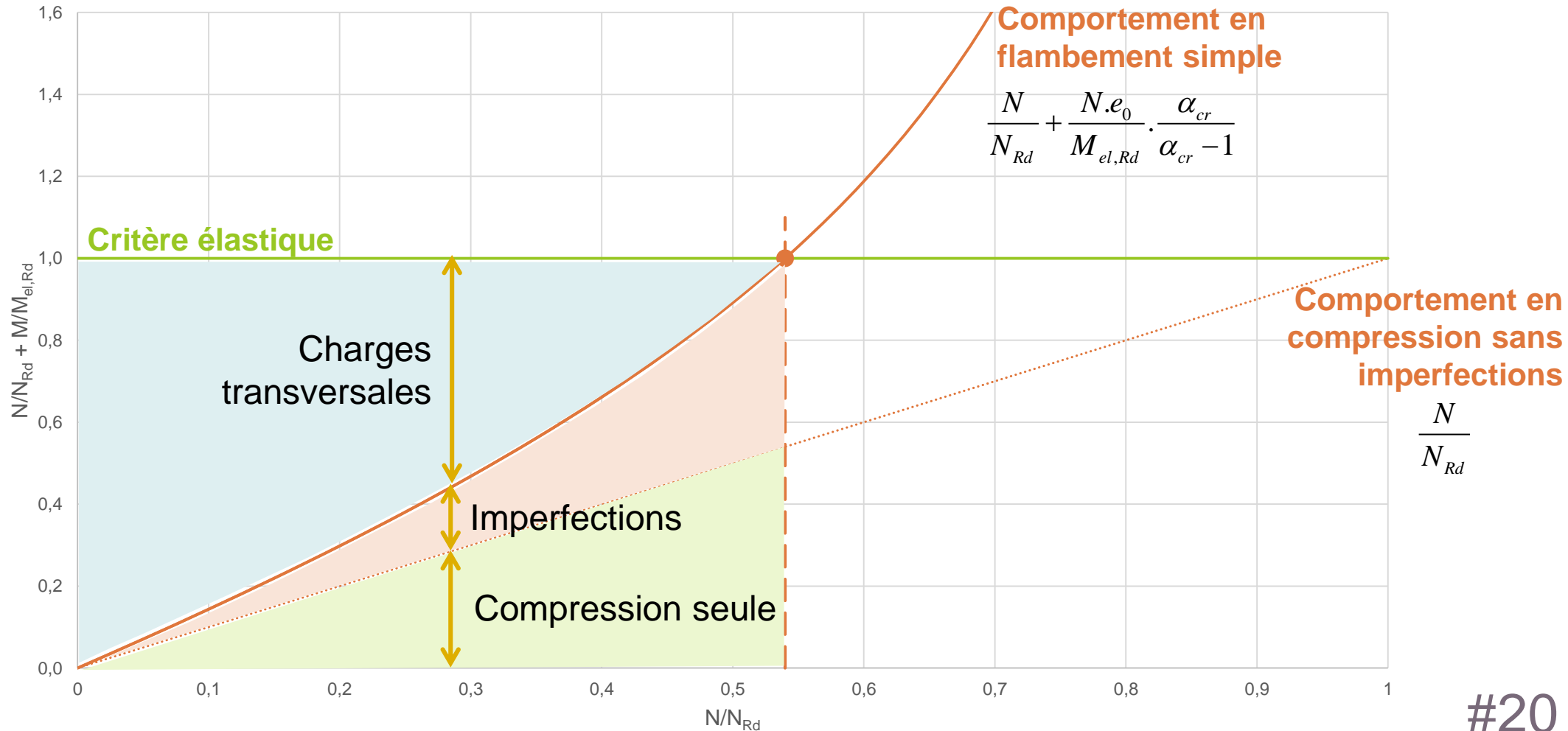
$$M_{Ed}^I = N_{Ed} \cdot e_0 \cdot \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \quad \text{avec :} \quad e_0 = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{M_{el,Rd}}{N_{Rd}}$$

→ En élasticité, le comportement est linéaire. Le critère élastique linéaire s'écrit donc :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{M_{el,Rd}} \cdot \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \leq 1$$

3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

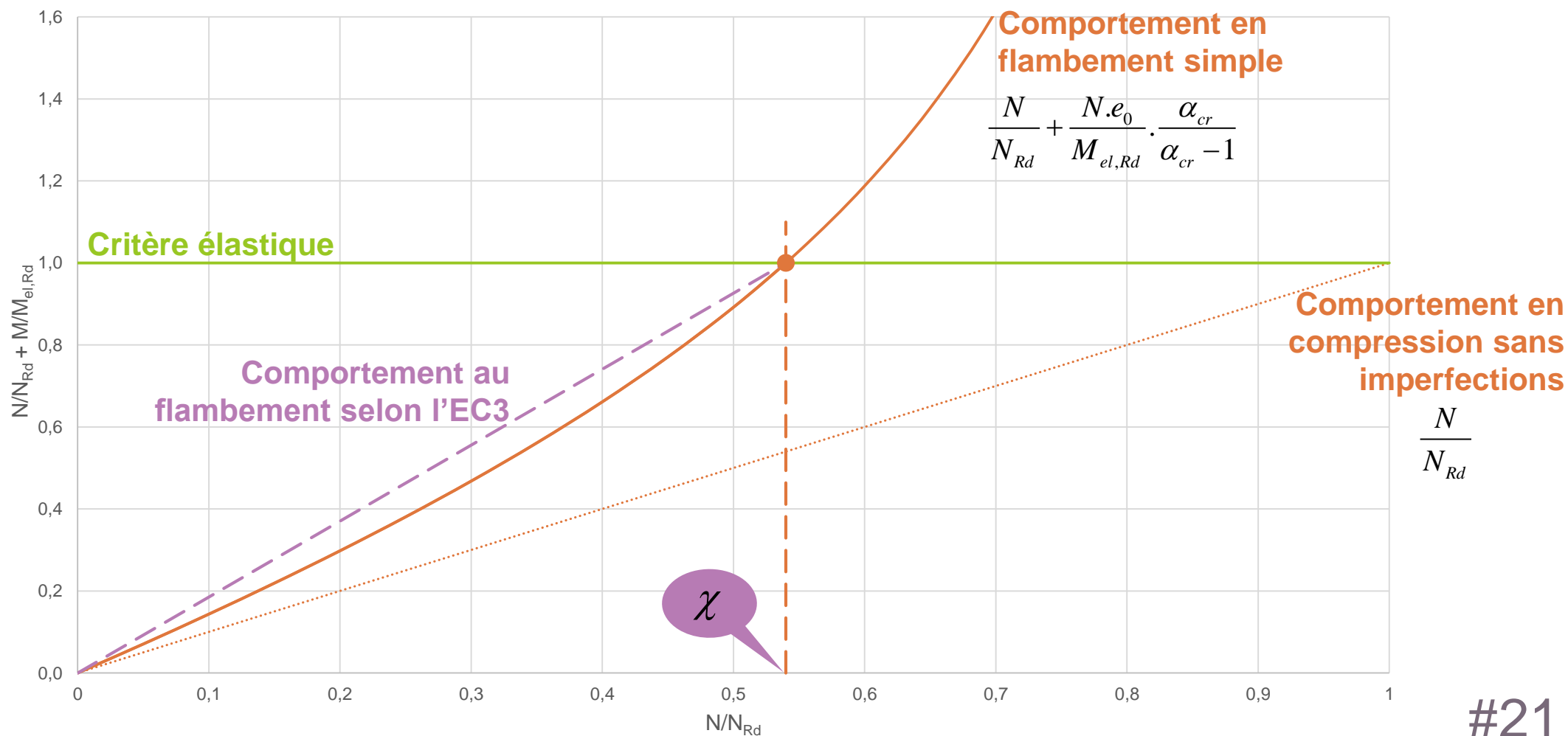
Comportement d'une barre en flambement simple élastique :



3 DÉFINITION D'UN NOUVEAU PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

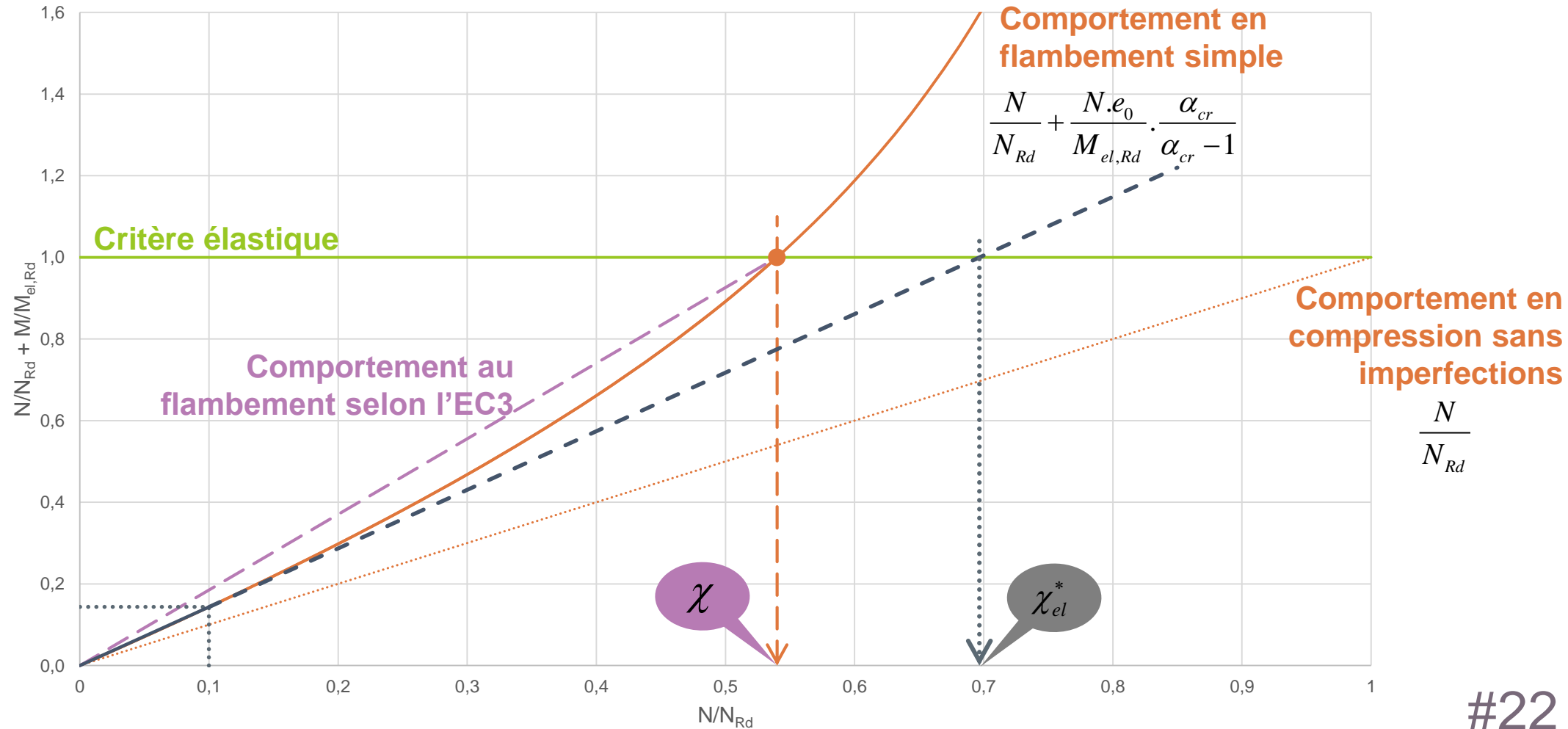
3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

Comportement d'une barre en flambement simple élastique :



3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

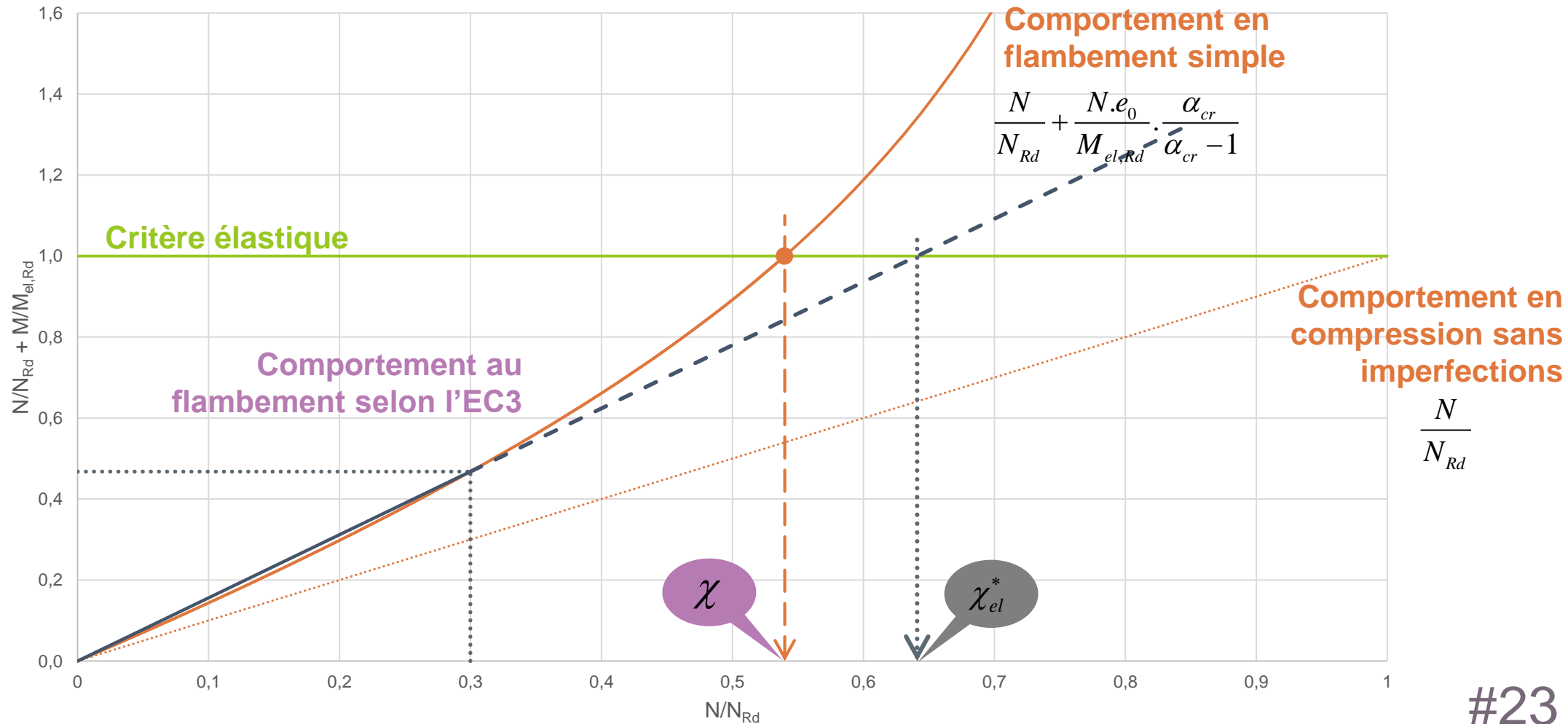
Comportement d'une barre en flambement simple élastique :



3 DÉFINITION D'UN NOUVEAU PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

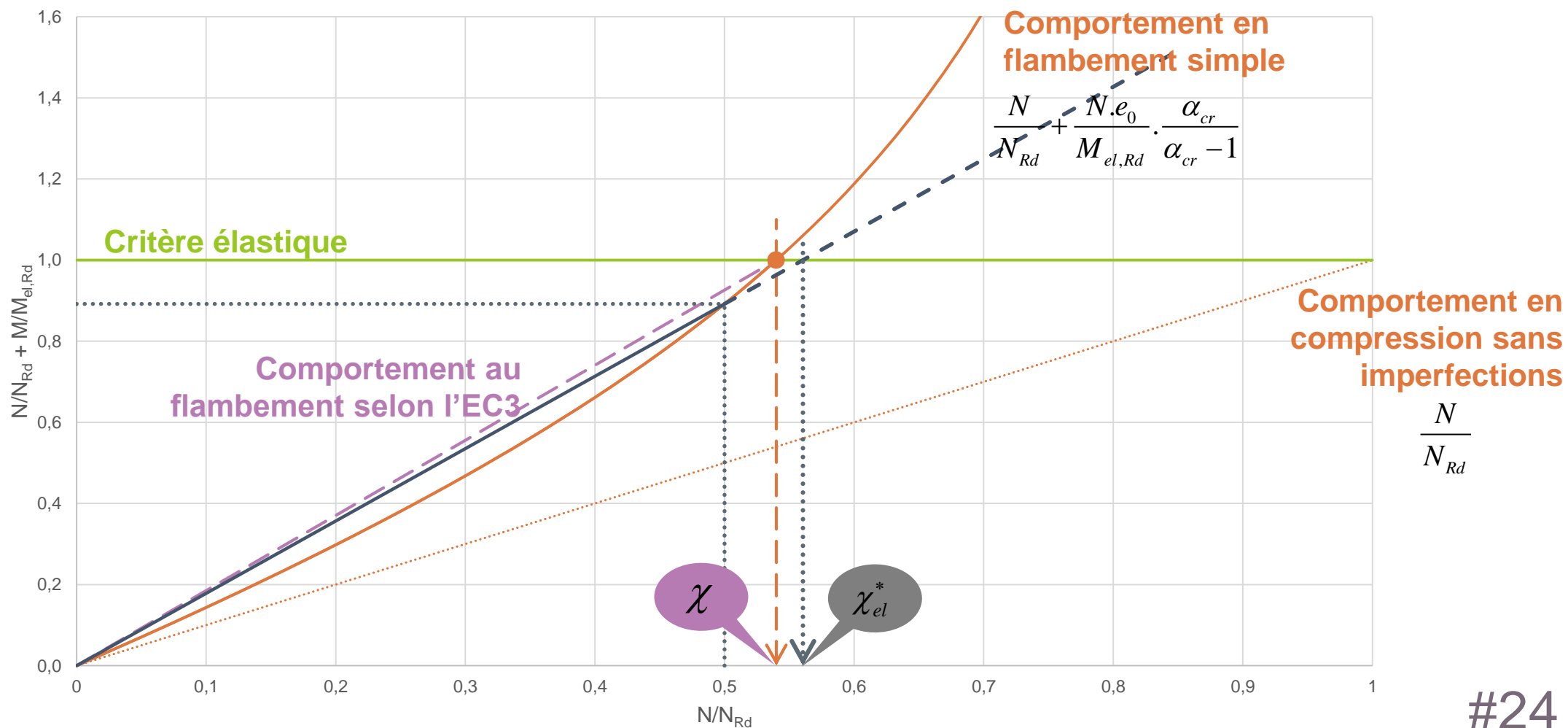
Comportement d'une barre en flambement simple élastique :



3 DÉFINITION D'UN NOUVEAU PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

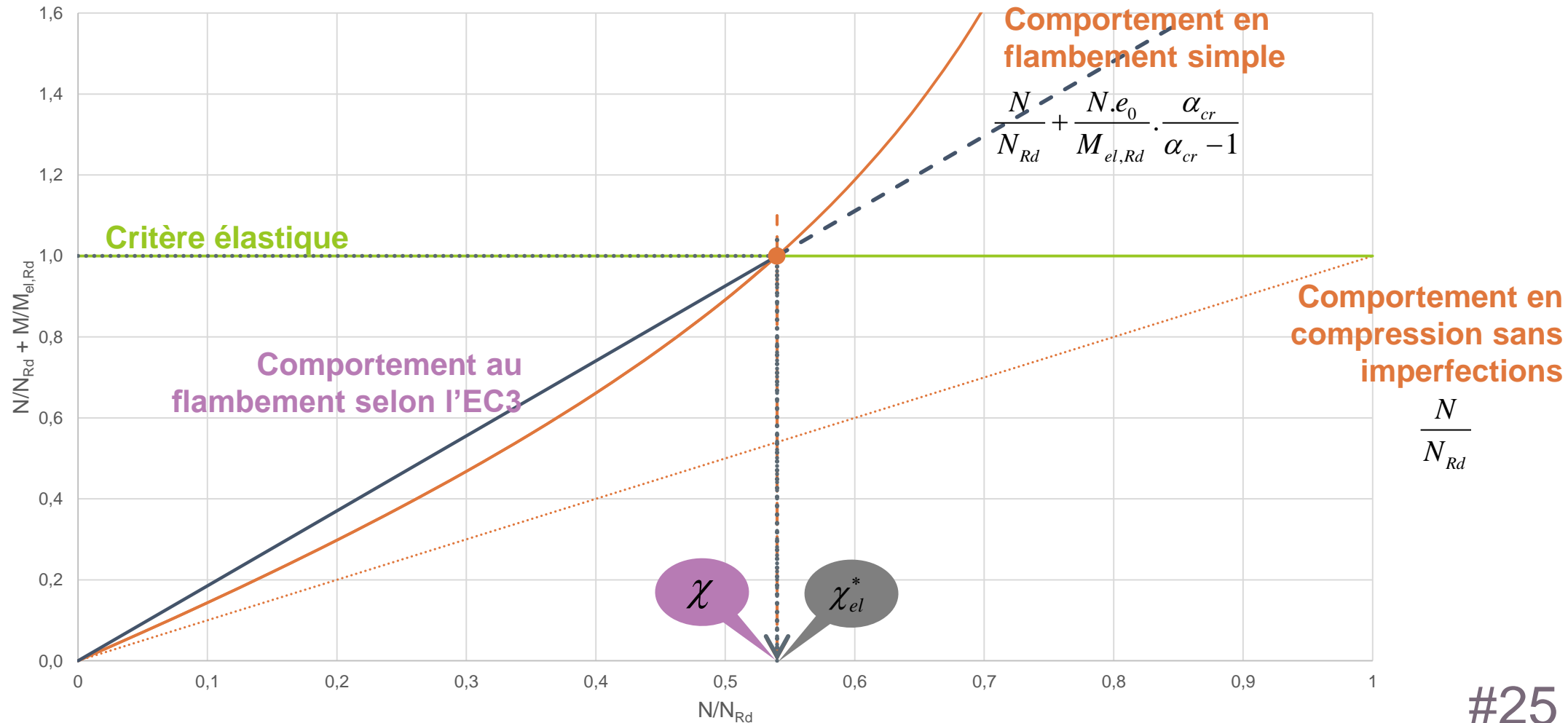
3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

Comportement d'une barre en flambement simple élastique :



3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

Comportement d'une barre en flambement simple élastique :



3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

Nouveau critère en instabilité élastique :

→ Par analogie avec le critère en instabilité de l'EC3, on cherche à écrire le nouveau critère en instabilité élastique d'une barre sollicitée par un effort de compression sous la forme :

$$\frac{N}{\chi_{el}^* \cdot N_{Rd}} \leq 1$$

où χ_{el}^* est appelé coefficient de flambement élastique

→ Le critère de résistance élastique de cette même barre sollicitée par un effort de compression s'écrit :

$$\frac{N}{N_{Rd}} + \frac{N \cdot e_0}{M_{el,Rd}} \cdot \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \leq 1$$

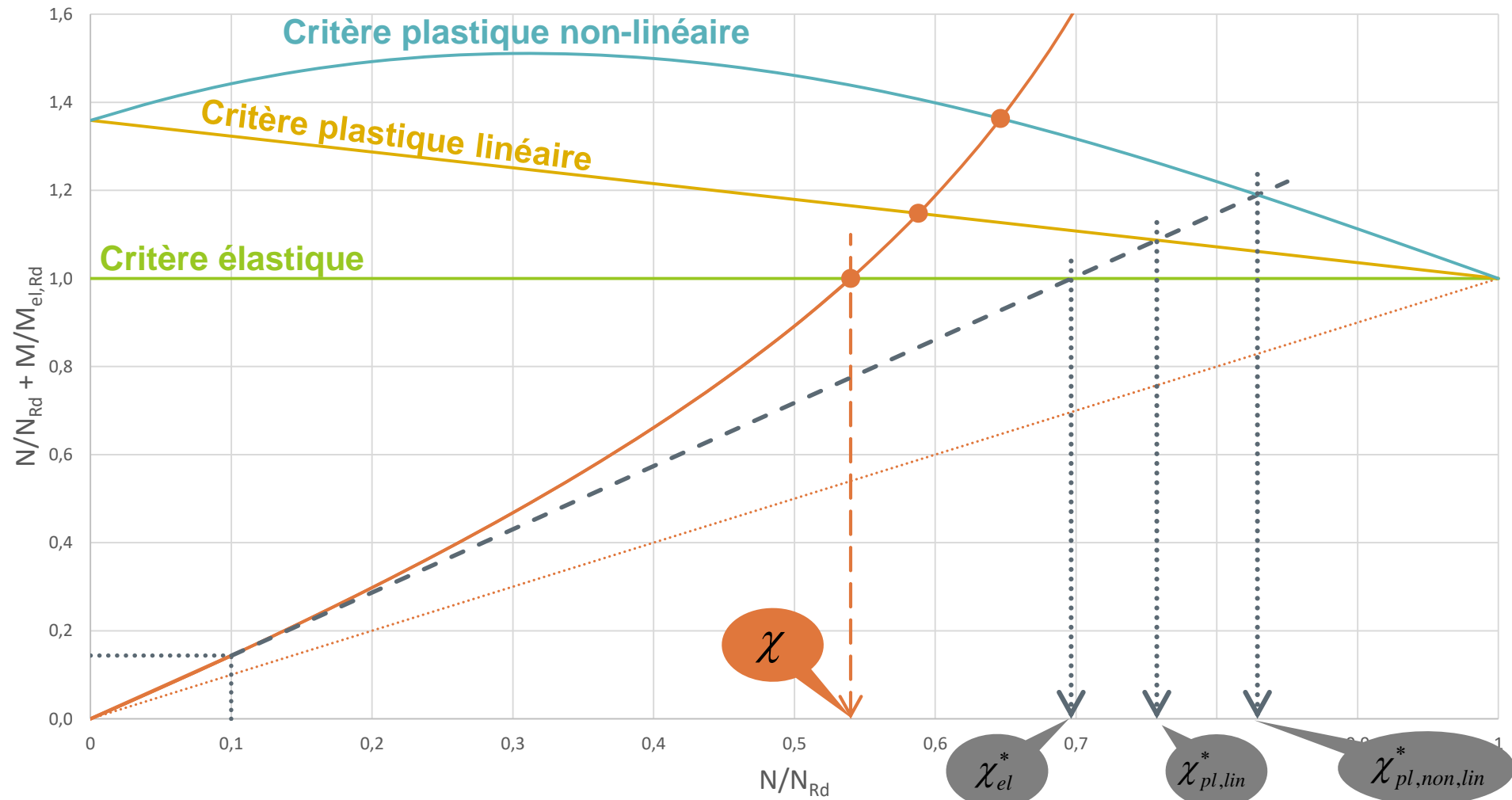
→ Par comparaison, on obtient :

$$\chi_{el}^* = \frac{1}{1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1}}$$



3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

Extension au domaine plastique :



3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

→ Le nouveau critère en instabilité plastique linéaire d'une barre sollicitée par un effort de compression s'écrit sous la forme :

$$\frac{N}{\chi_{pl,lin}^* \cdot N_{Rd}} \leq 1$$

où $\chi_{pl,lin}^*$ est appelé coefficient de flambement plastique linéaire, dont l'expression est :

$$\chi_{pl,lin}^* = \frac{1}{1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{W_{el}}{W_{pl}} \cdot \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1}}$$

→ Le nouveau critère en instabilité plastique non-linéaire d'une barre sollicitée par un effort de compression s'écrit sous la forme :

$$\frac{N}{\chi_{pl,non,lin}^* \cdot N_{Rd}} \leq 1$$

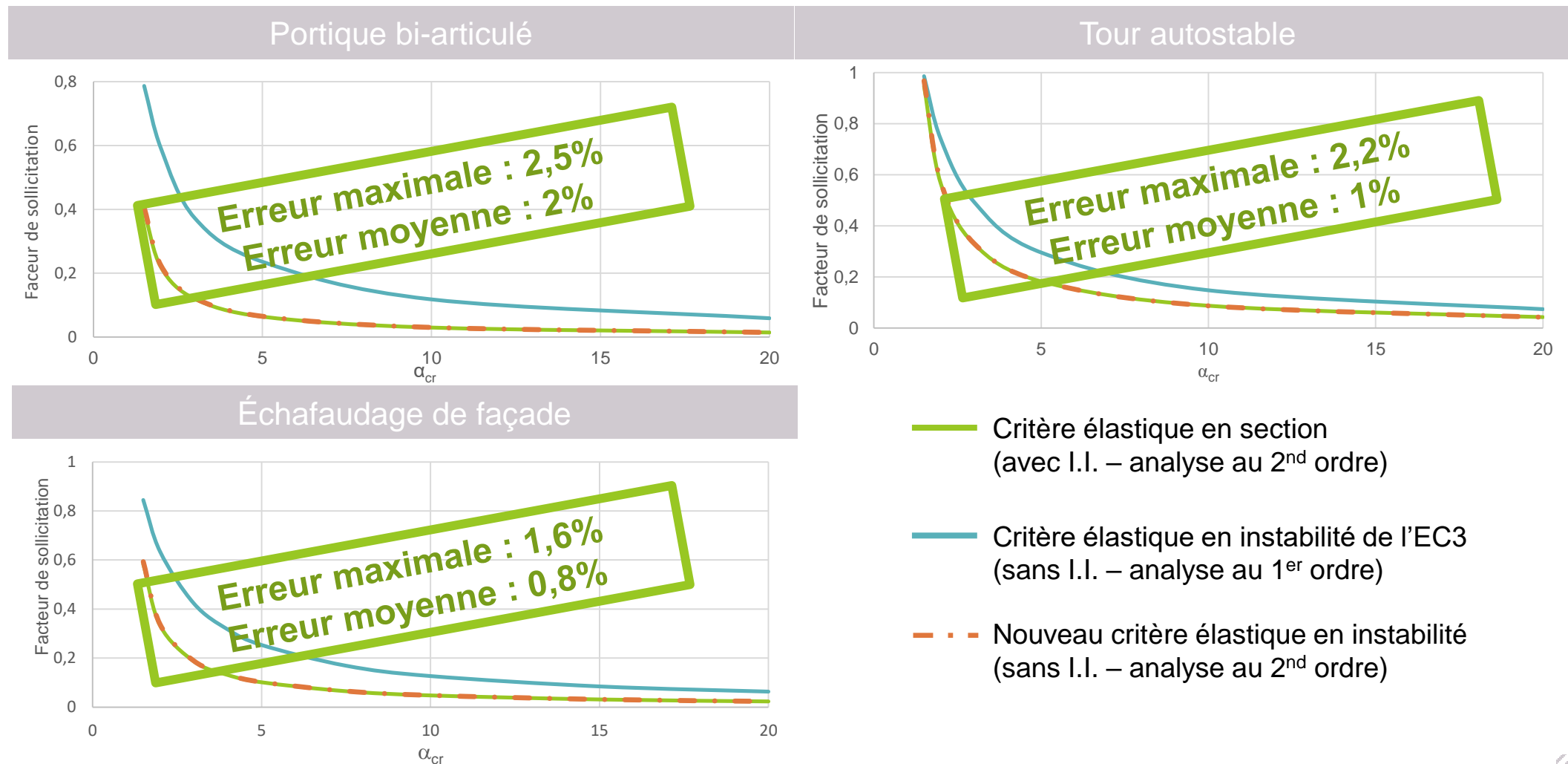
où $\chi_{pl,non,lin}^*$ est appelé coefficient de flambement plastique non-linéaire, dont l'expression est :

$$\chi_{pl,non,lin}^* = \frac{1}{\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{W_{el}}{W_{pl}} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{N}{N_{Rd}}\right)} \cdot \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1}}$$

3 DÉFINITION D'UN NOUVEAU PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

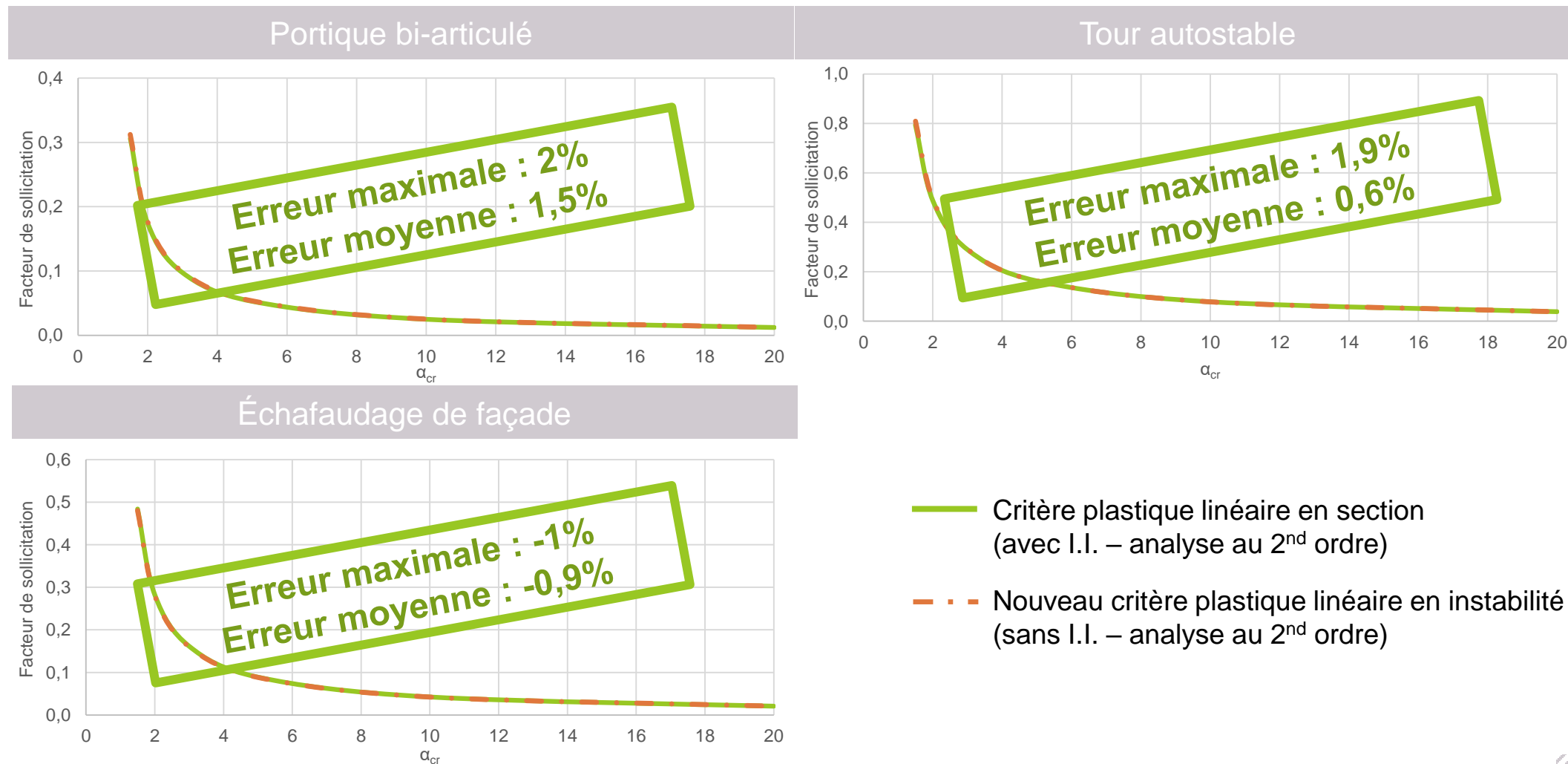
3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

→ Etude comparative avec le nouveau critère en instabilité avec résistance élastique :



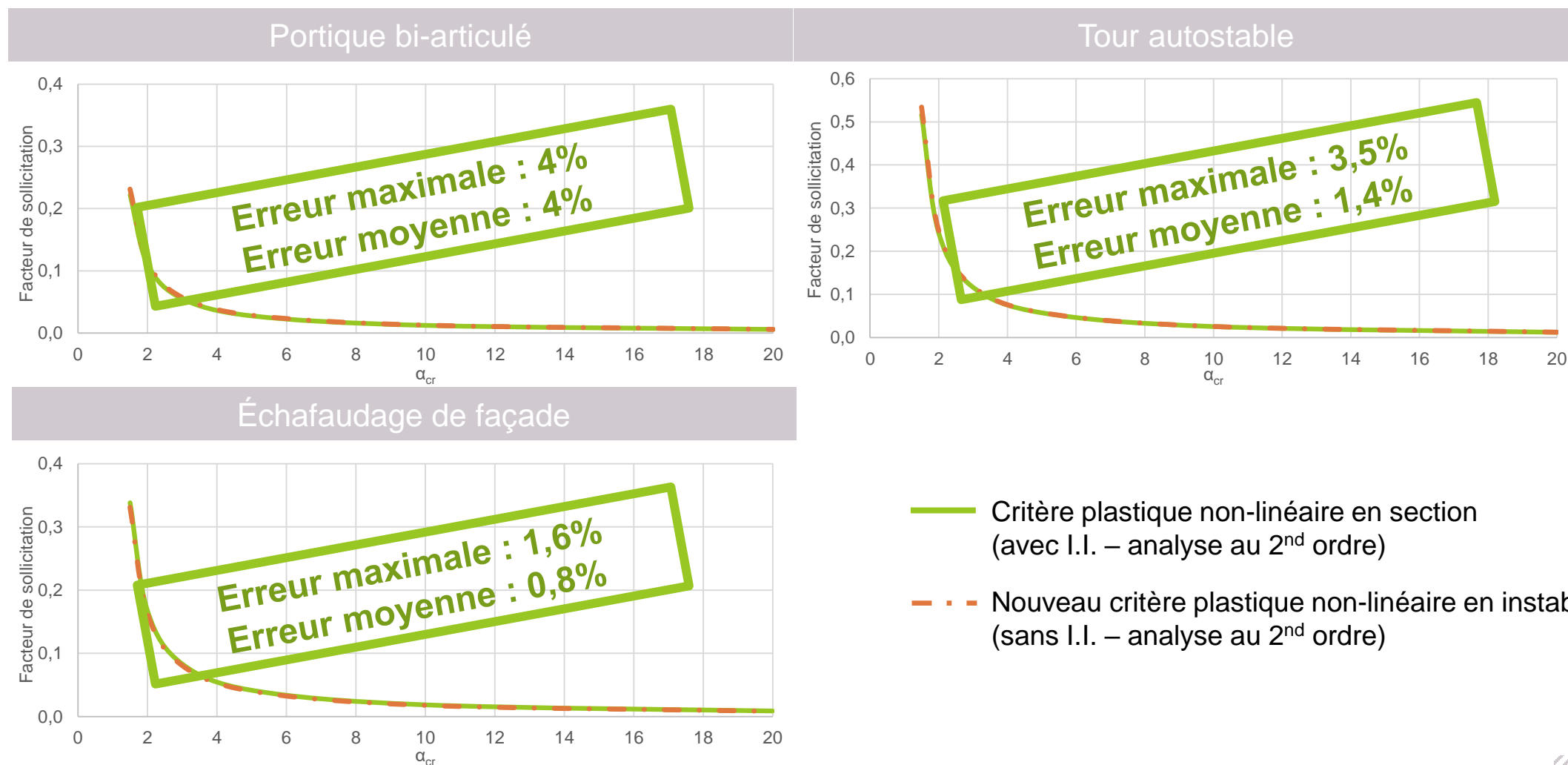
3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

→ Etude comparative avec le nouveau critère en instabilité avec résistance plastique linéaire :



3.1. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS SIMPLEMENT COMPRIMÉS

→ Etude comparative avec le nouveau critère en instabilité avec résistance plastique non-linéaire :



3.2. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

→ Nouveau critère en instabilité élastique :

→ Le critère de résistance élastique d'une barre sollicitée par un effort de compression et un chargement transversal s'écrit :

$$\frac{N}{\chi_{el}^* \cdot N_{Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{M_{el,Rd}} \cdot \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} + \frac{M_{Ed,trans}^{II}}{M_{el,Rd}} \leq 1$$

→ Expression du nouveau critère en instabilité élastique pour les éléments comprimés fléchis :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{el}^* \cdot N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,trans}^{II}}{M_{el,Rd}} \leq 1$$

→ Nouveau critère en instabilité plastique linéaire :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{pl,lin}^* \cdot N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,trans}^{II}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

→ Nouveau critère en instabilité plastique non-linéaire :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{pl,non,lin}^* \cdot N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,trans}^{II}}{M_{N,Rd}} \leq 1$$

3.2. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

→ Cas d'une analyse globale menée au 1^{er} ordre :

→ Le principe d'équivalence des moments permet de s'affranchir de réaliser une analyse au 2nd ordre :

$$M_{Ed}^{II} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot C_m \cdot M_{Ed}^I = \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \cdot C_m \cdot M_{Ed}^I$$

→ Définition d'un nouveau facteur d'interaction, noté k_{yy}^* :

$$k_{yy}^* = \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \cdot C_m$$

→ Expression du moment au second ordre :

$$M_{Ed}^{II} = k_{yy}^* \cdot M_{Ed}^I$$

3.2. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

→ Cas d'une analyse globale menée au 1^{er} ordre :

→ Nouveau critère en instabilité élastique :

$$\frac{N_{Ed} N_{Ed}}{\chi_{el}^* \chi_{el}^* N_{Rd} N_{Rd}} + k_{yy}^* \frac{M_{Ed,trans} M_{Ed,trans}}{M_{el,Rd} M_{el,Rd}} \leq 1$$

→ Nouveau critère en instabilité plastique linéaire :

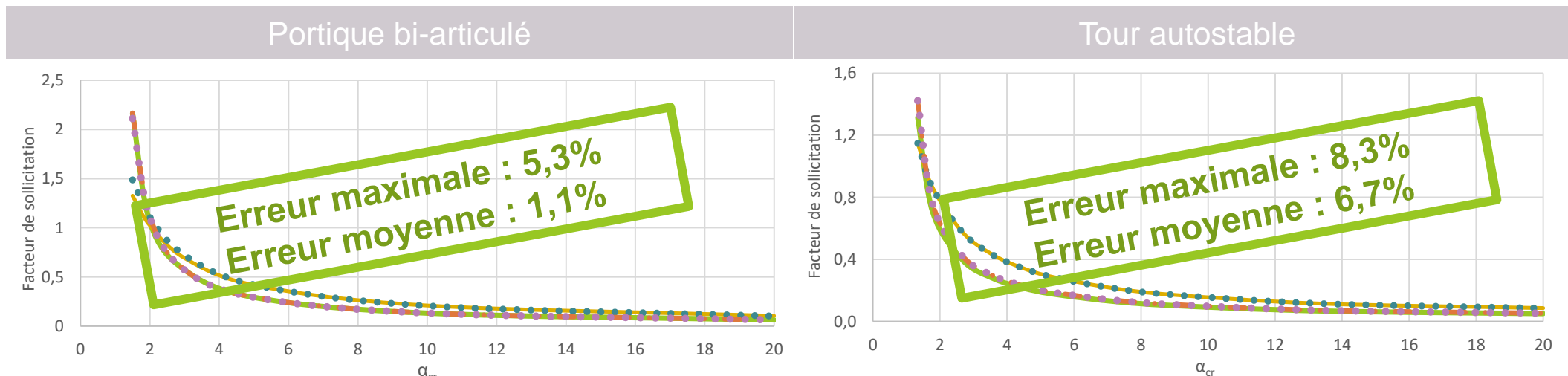
$$\frac{N_{Ed} N_{Ed}}{\chi_{pl,lin}^* \chi_{pl,lin}^* N_{Rd} N_{Rd}} + k_{yy}^* \frac{M_{Ed,trans} M_{Ed,trans}}{M_{pl,Rd} M_{pl,Rd}} \leq 1$$

→ Nouveau critère en instabilité plastique non-linéaire :

$$\frac{N_{Ed} N_{Ed}}{\chi_{pl,non,lin}^* \chi_{pl,non,lin}^* N_{Rd} N_{Rd}} + k_{yy}^* \frac{M_{Ed,trans} M_{Ed,trans}}{M_{N,Rd} M_{N,Rd}} \leq 1$$

3.2. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

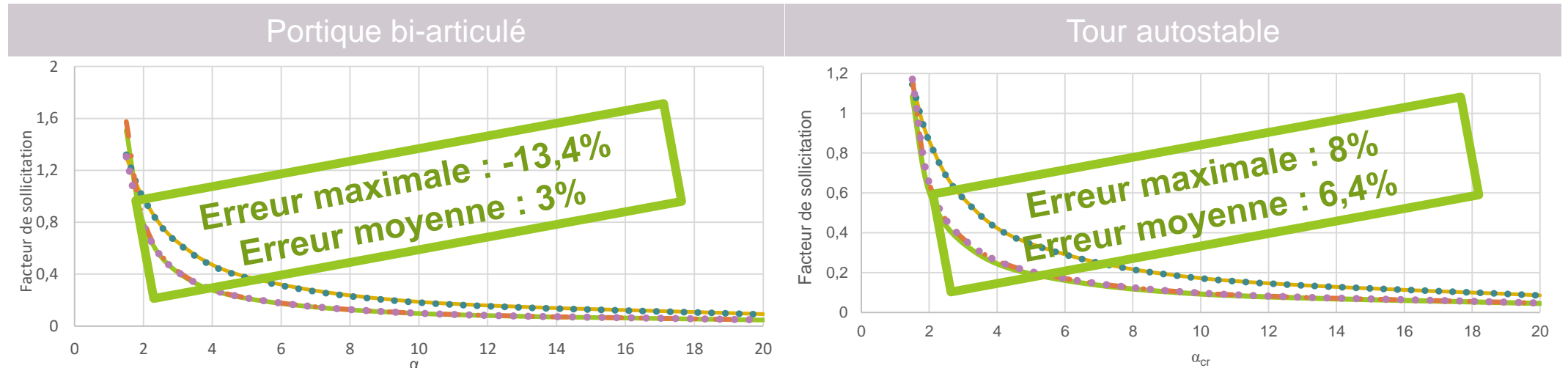
→ Etude comparative avec le nouveau critère en instabilité avec résistance élastique :



- Critère élastique en section
(avec I.I. – analyse au 2nd ordre)
- Critère élastique en instabilité
(EC3 Annexe A – sans I.I. – analyse au 1^{er} ordre)
- Critère élastique en instabilité
(EC3 Annexe B – sans I.I. – analyse au 1^{er} ordre)
- - - Nouveau critère élastique en instabilité
(sans I.I. – analyse au 2nd ordre)
- Nouveau critère élastique en instabilité
(sans I.I. – analyse au 1^{er} ordre)

3.2. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

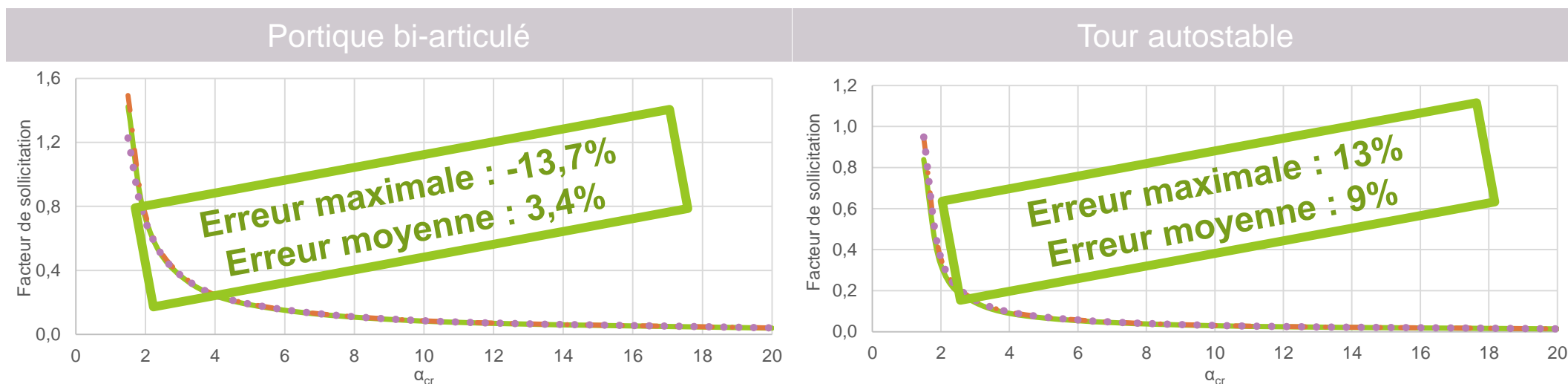
→ Etude comparative avec le nouveau critère en instabilité avec résistance plastique linéaire :



- Critère plastique linéaire en section
(avec I.I. – analyse au 2nd ordre)
- Critère plastique linéaire en instabilité
(EC3 Annexe A – sans I.I. – analyse au 1^{er} ordre)
- Critère plastique linéaire en instabilité
(EC3 Annexe B – sans I.I. – analyse au 1^{er} ordre)
- - - Nouveau critère plastique linéaire en instabilité
(sans I.I. – analyse au 2nd ordre)
- Nouveau critère plastique linéaire en instabilité
(sans I.I. – analyse au 1^{er} ordre)

3.2. CRITÈRES EN INSTABILITÉ POUR LES ÉLÉMENTS COMPRIMÉS FLÉCHIS

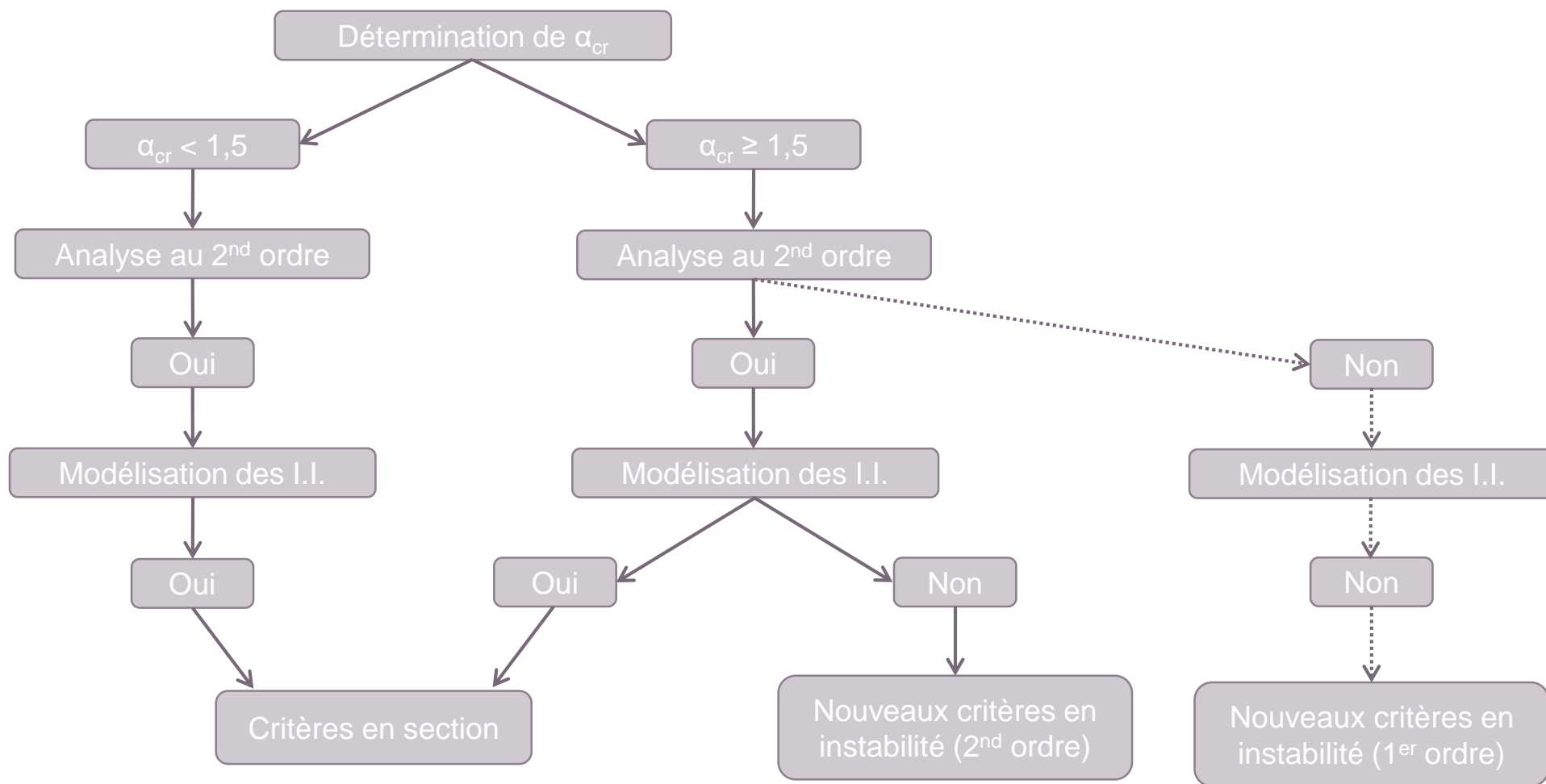
→ Etude comparative avec le nouveau critère en instabilité avec résistance plastique non-linéaire :



- Critère plastique non-linéaire en section (avec I.I. – analyse au 2nd ordre)
- - Nouveau critère plastique non-linéaire en instabilité (sans I.I. – analyse au 2nd ordre)
- ... Nouveau critère plastique non-linéaire en instabilité (sans I.I. – analyse au 1^{er} ordre)

3.3. PROCÉDURE DE DIMENSIONNEMENT

→ Principe de la procédure de dimensionnement :



4 ESTIMATIONS DES IMPERFECTIONS INITIALES AFFECTANT LES SECTIONS TUBULAIRES CREUSES

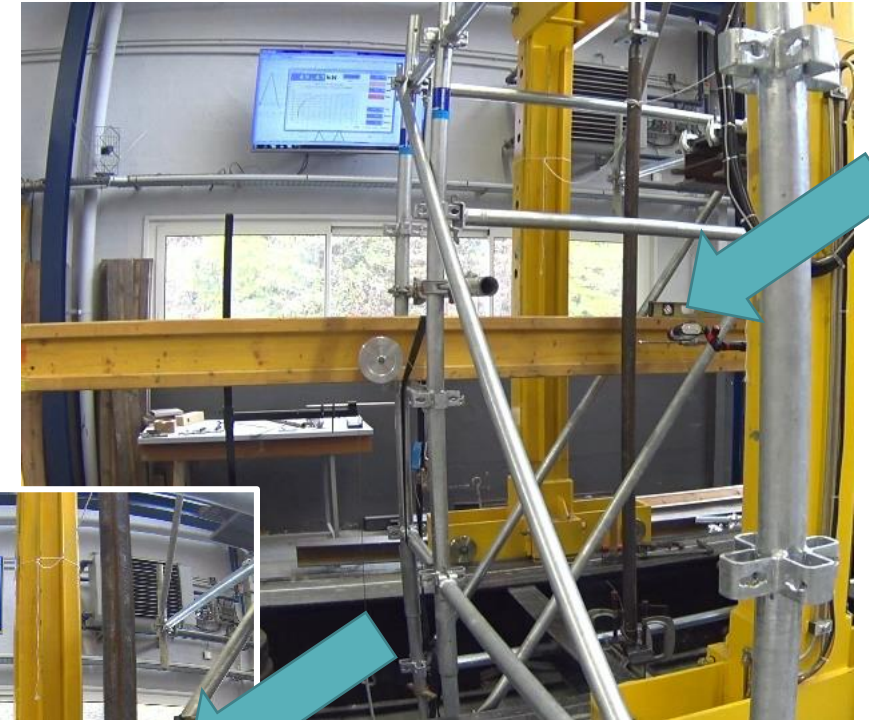
4 ESTIMATIONS DES IMPERFECTIONS INITIALES AFFECTANT LES SECTIONS TUBULAIRES CREUSES

4.1. ESSAIS SUR LES BARRES SIMPLES

Dispositif d'essai :



Appuis tournevis



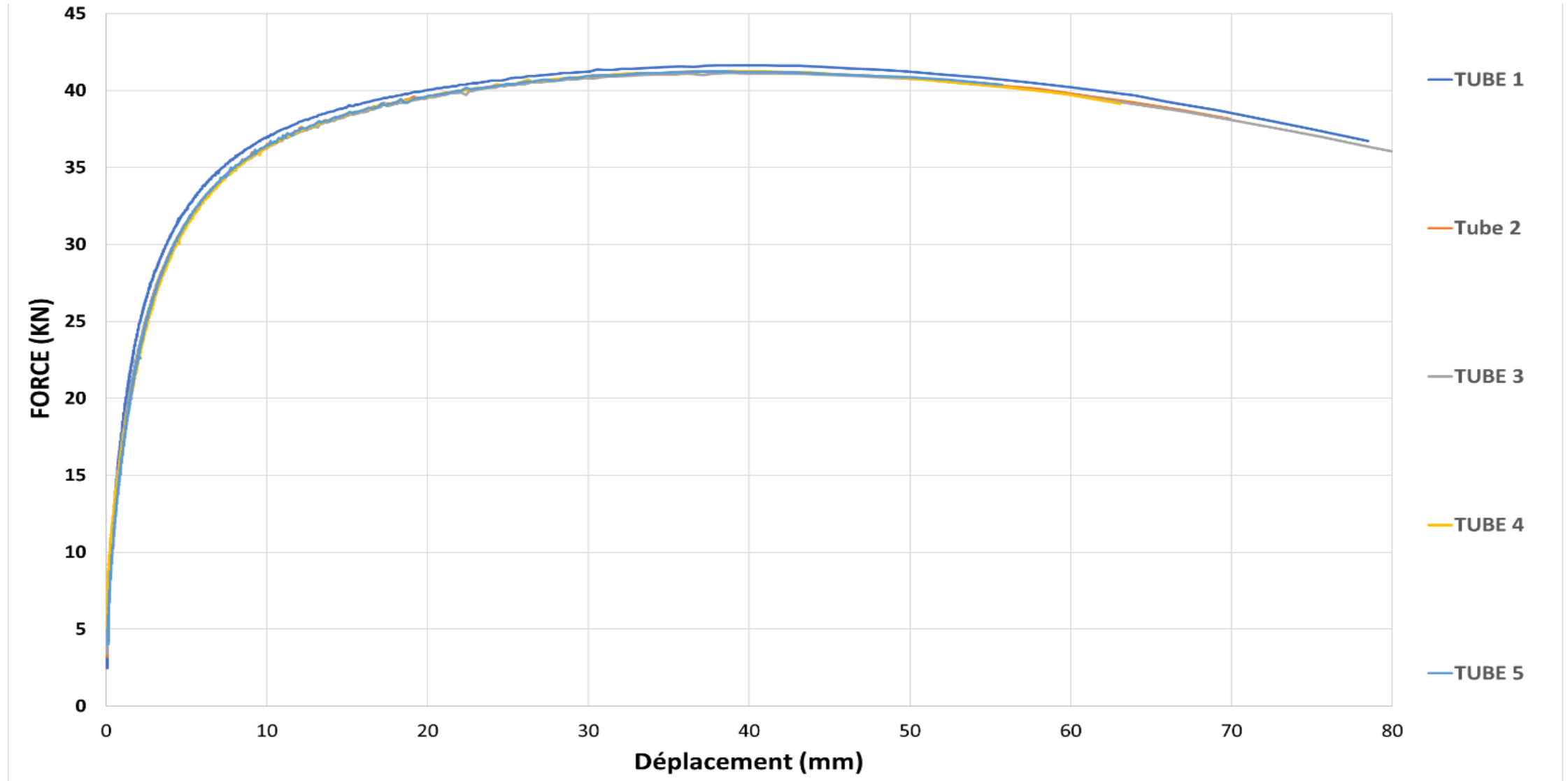
Préparation de chaque tube avant l'essai :

- Vérification des dimensions
- Nommer
- Repère
- Identification de chaque face



3. Résultats

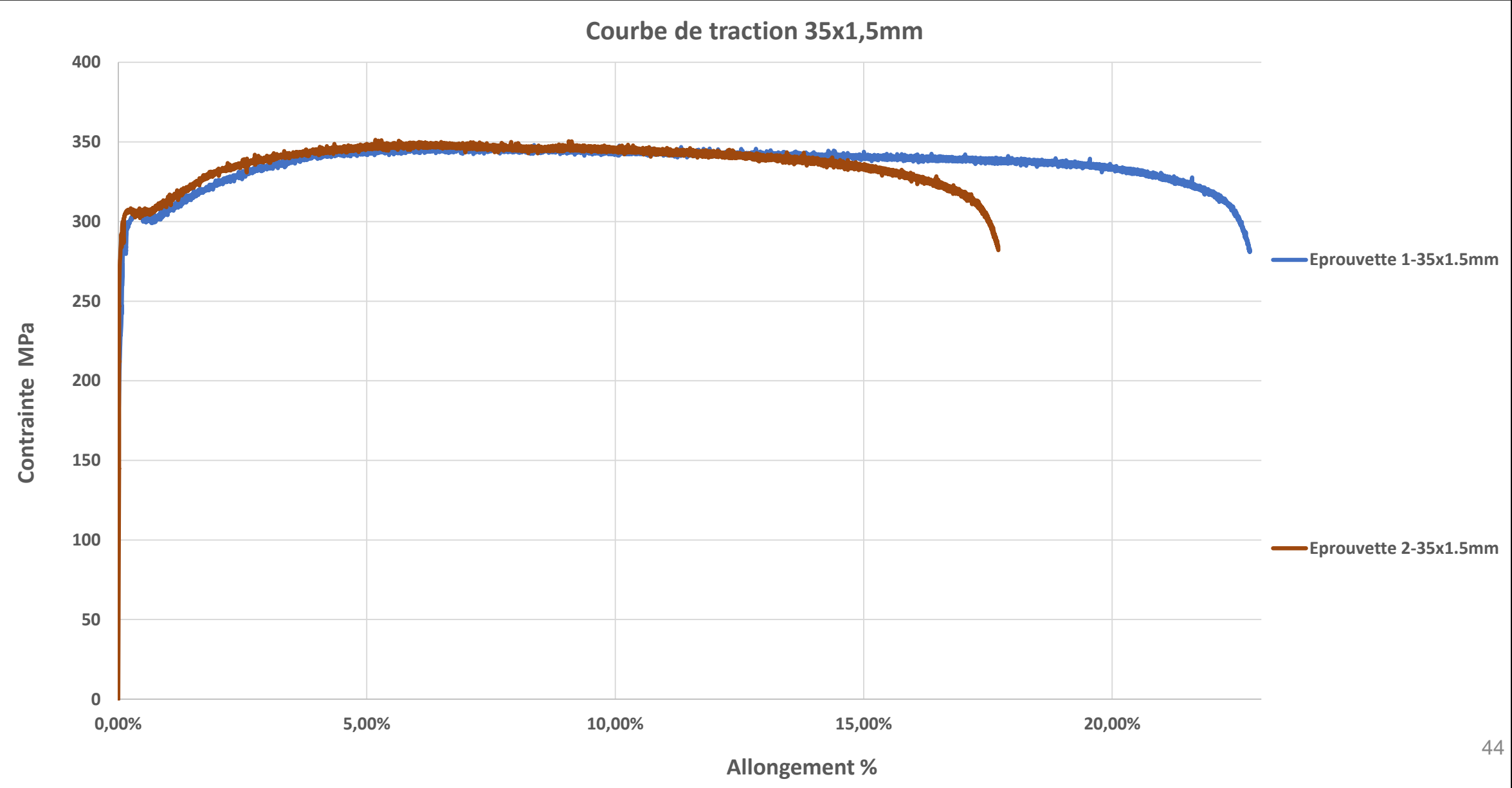
Courbes expérimentales :



Traction:

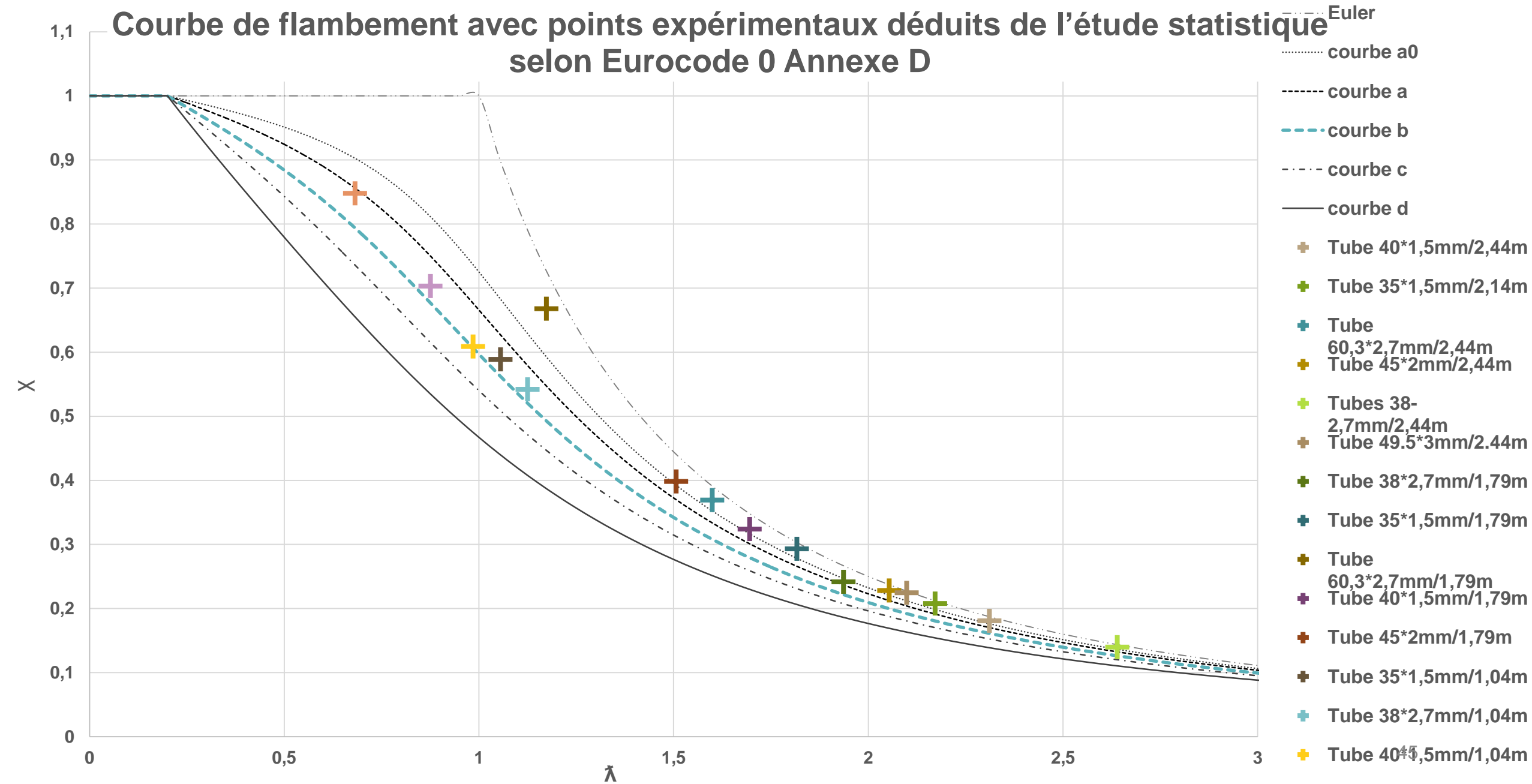


Essais de traction:

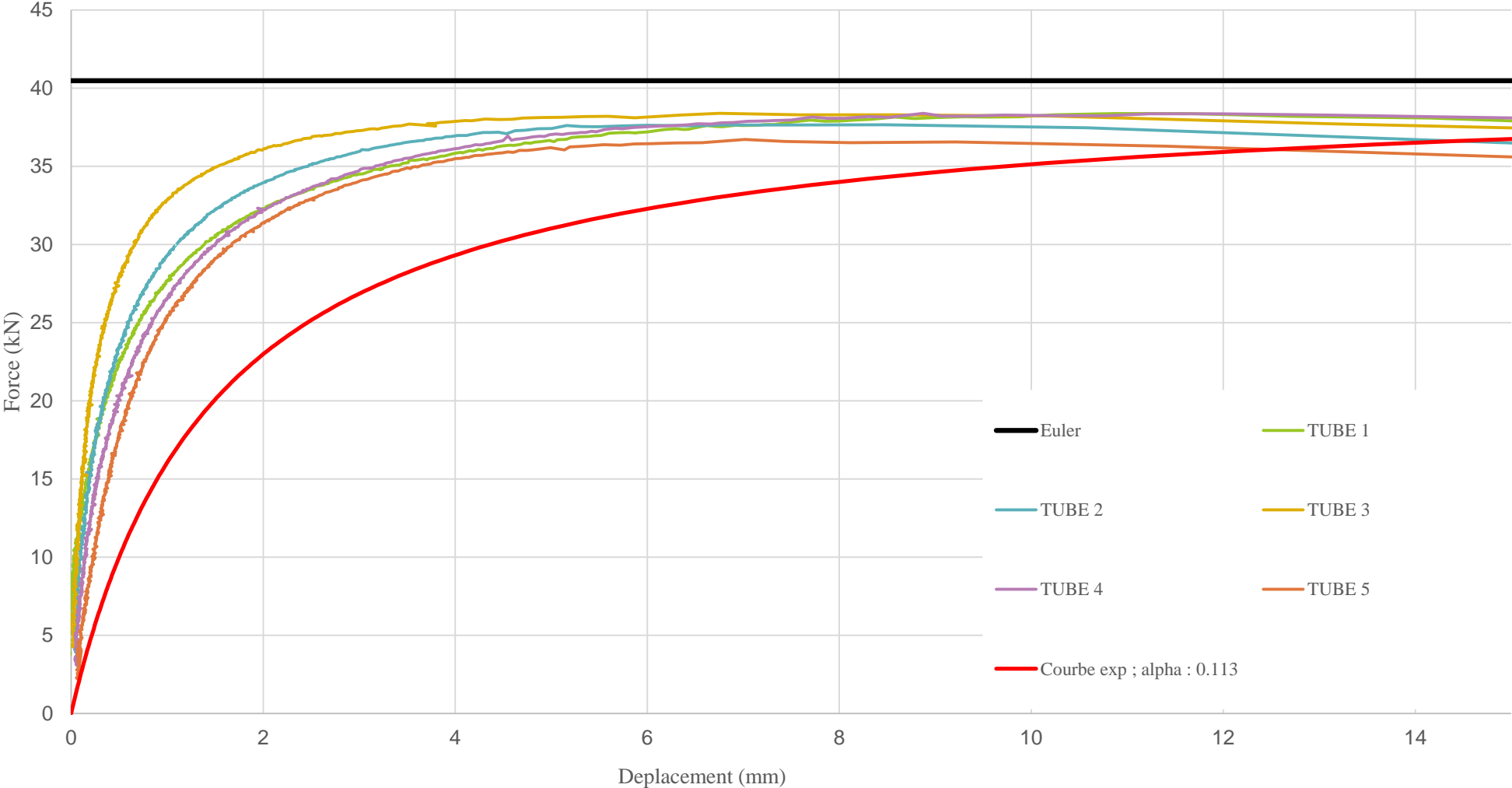


Résultats

Courbe de flambement avec points expérimentaux déduits de l'étude statistique selon Eurocode 0 Annexe D



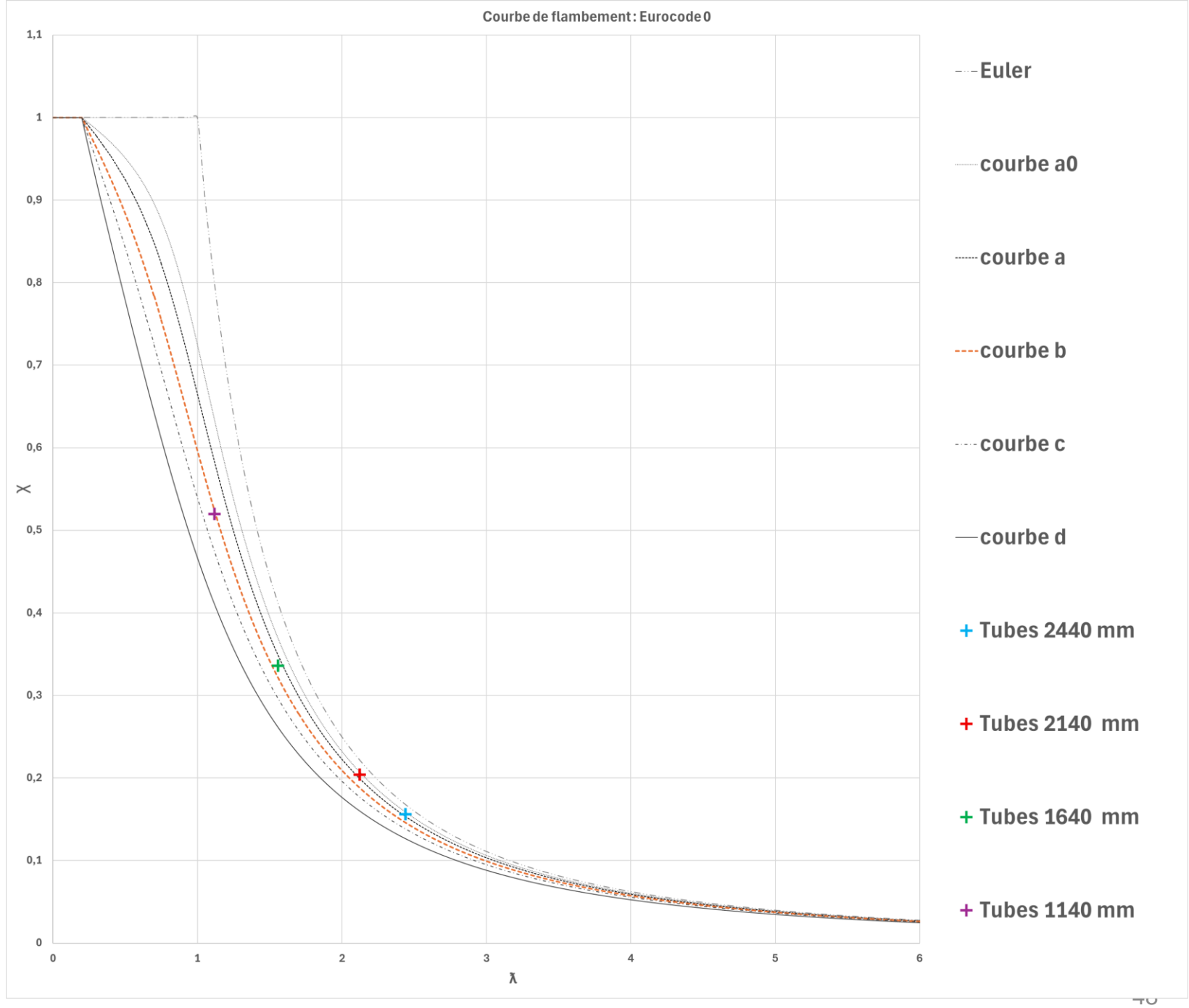
Courbe de flambement tube 45mm-2mm-1,79m



Détermination du facteur partiel γ_m - Annexe E de l'eurocode

Diamètre (mm)	Dmoyen/Dnom	tmoyen/tnom	fy moyen/fnom	γ_{mi}	γ_m
60,3	1,007	1,03	1,574	0,89	0,913
49,5	1,007	0,992	1,770	0,86	
45	1,003	1,032	1,446	0,88	
40	1,003	1,150	1,468	0,89	
38	1,001	1,002	1,617	0,86	
35	1,006	1,027	1,276	1,09	

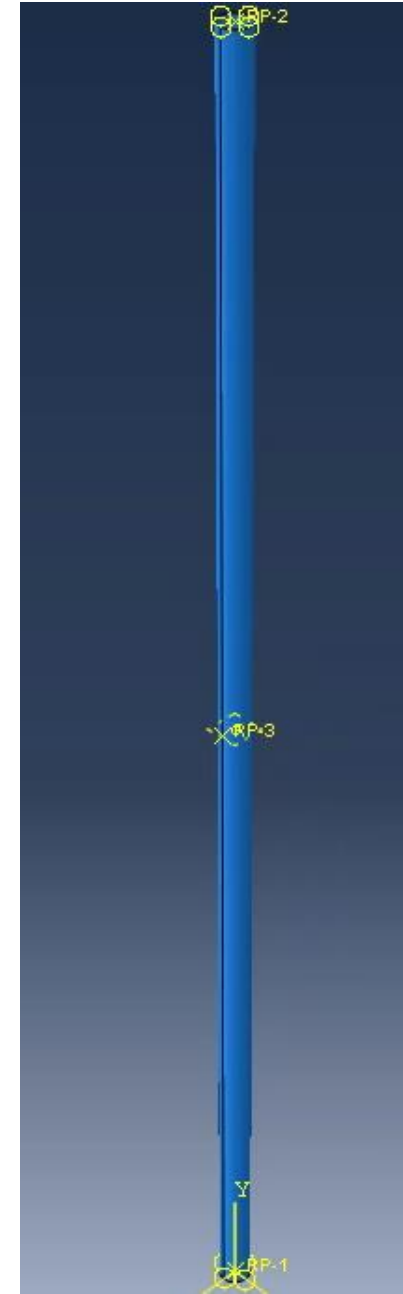
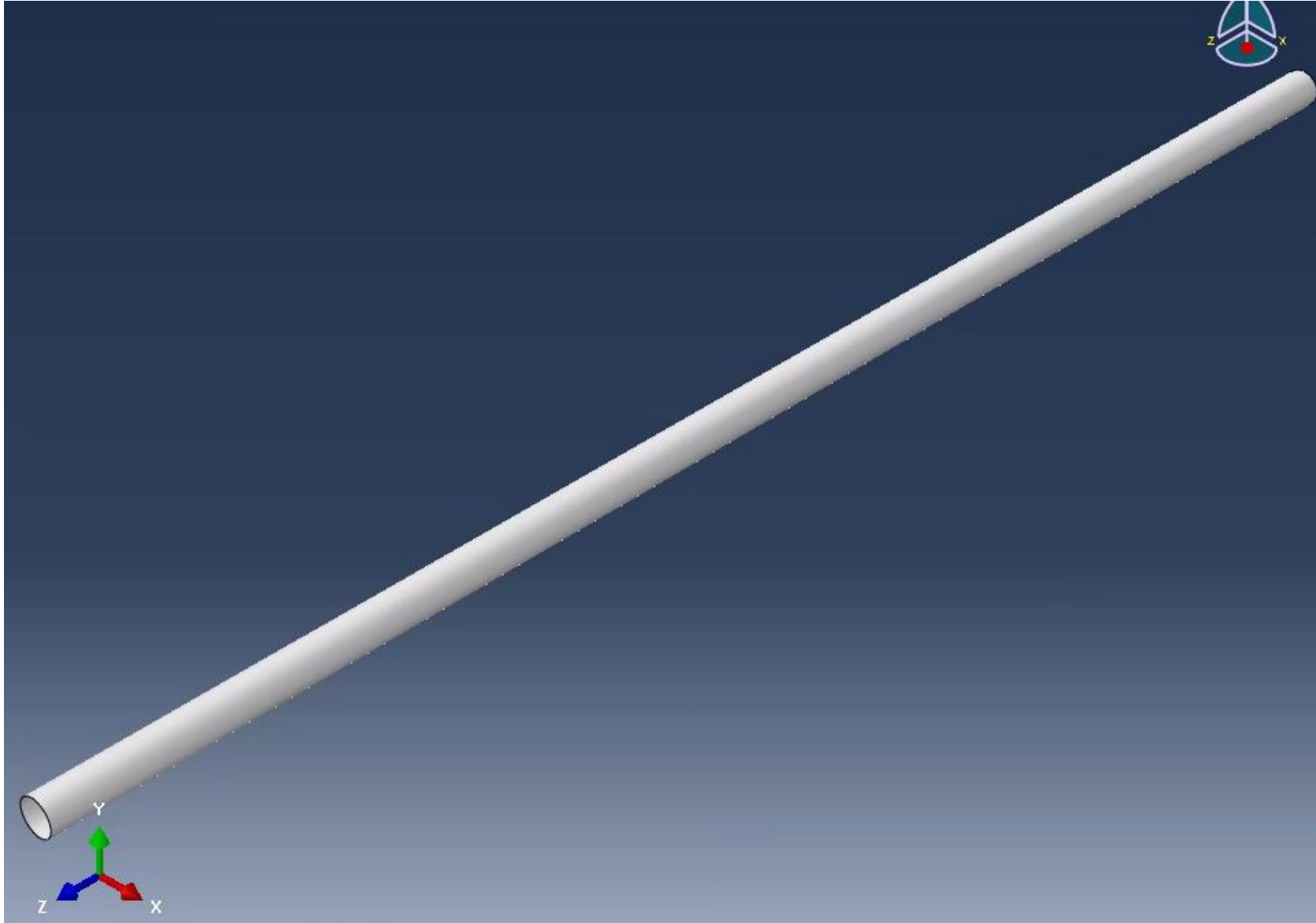
Tube en acier S460



Tube en acier S460

hauteur	Tube	Diamètre réel (mm)	$v_x D$	$v_x e$	$v_x f_y$	γ_{mi}	γ_m
2,44	1	48,64	0,033226	0,01966	15,43394	0,861237	0,858064
	2	48,68				0,855557	
	3	48,74				0,850646	
	4	48,67				0,860017	
	5	48,7				0,86286	
2,14	1	48,69	0,056569	0,022282	21,86567	0,984872	0,996533
	2	48,61				0,992086	
	3	48,6				1,001397	
	4	48,53				1,009028	
	5	48,545				0,995283	
1,64	1	48,71	0,036932	0,038438	8,737549	1,065971	1,045758
	2	48,755				1,032847	
	3	48,775				1,039675	
	4	48,765				1,048483	
	5	48,825				1,041816	
1,14	1	48,66	0,051127	0,005788		1,135501	1,137378
	2	48,74				1,132329	
	3	48,645				1,137881	
	4	48,585				1,142167	
	5	48,69				1,13901	

Modèle numérique



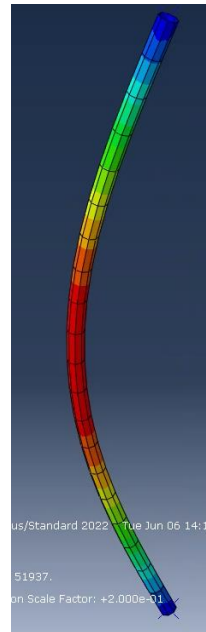
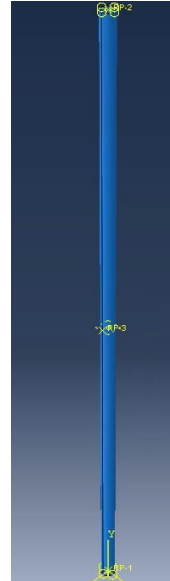
Modèle numérique

*Imperfection,
file=Job-Buckle, step=1
1, 0.005

+ Model-1

+ Model-Buckle

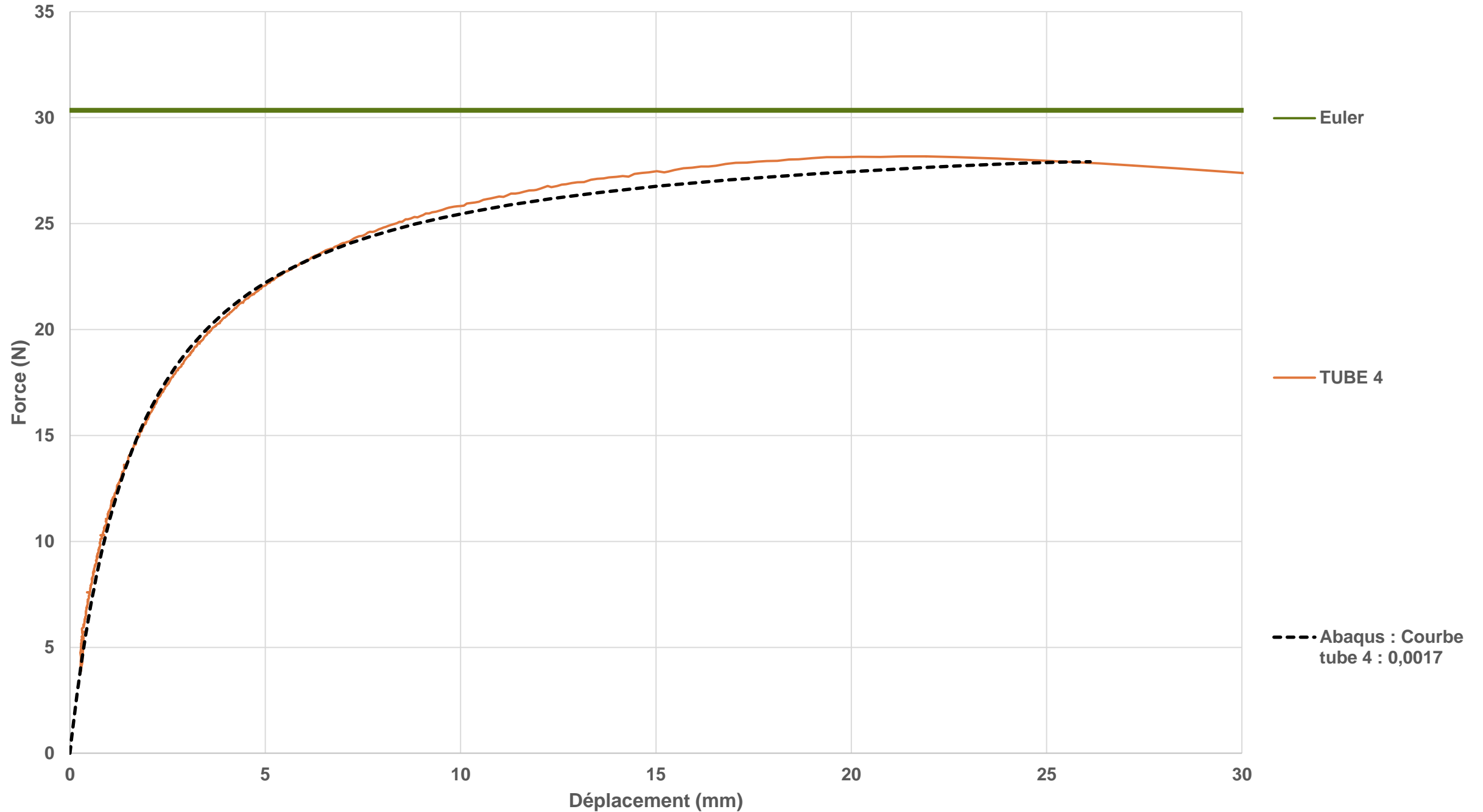
*NODE FILE, GLOBAL=NO,
MODE=1, LAST MODE=1
U



2 Tue Jun 06 14:28:50 GMT+02:00 ;

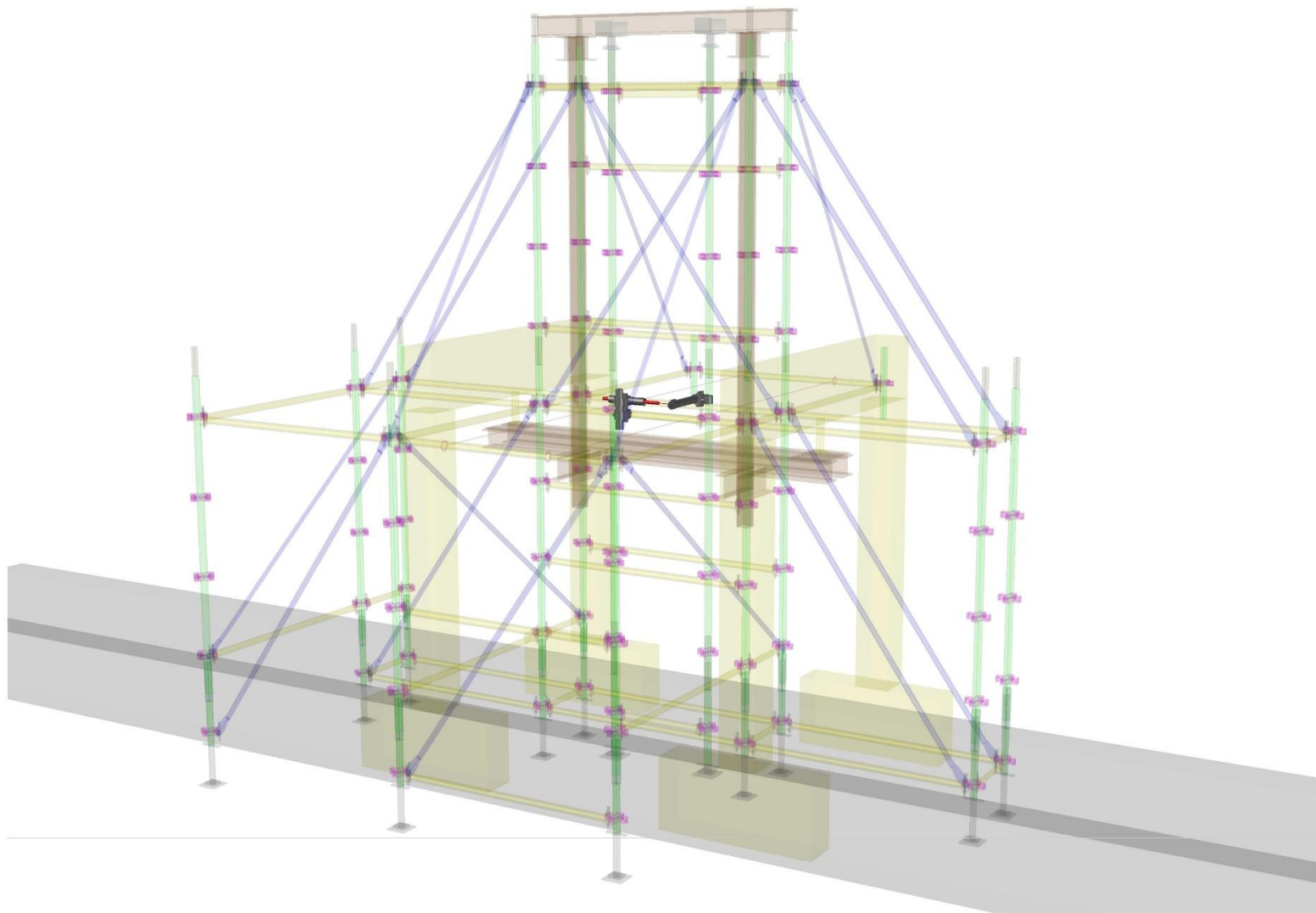
stor: +3.000e+00

38x2,7mm-1,79m - Courbes de flambement



4.2. ESSAIS SUR LES STRUCTURES D'ÉCHAFAUDAGE

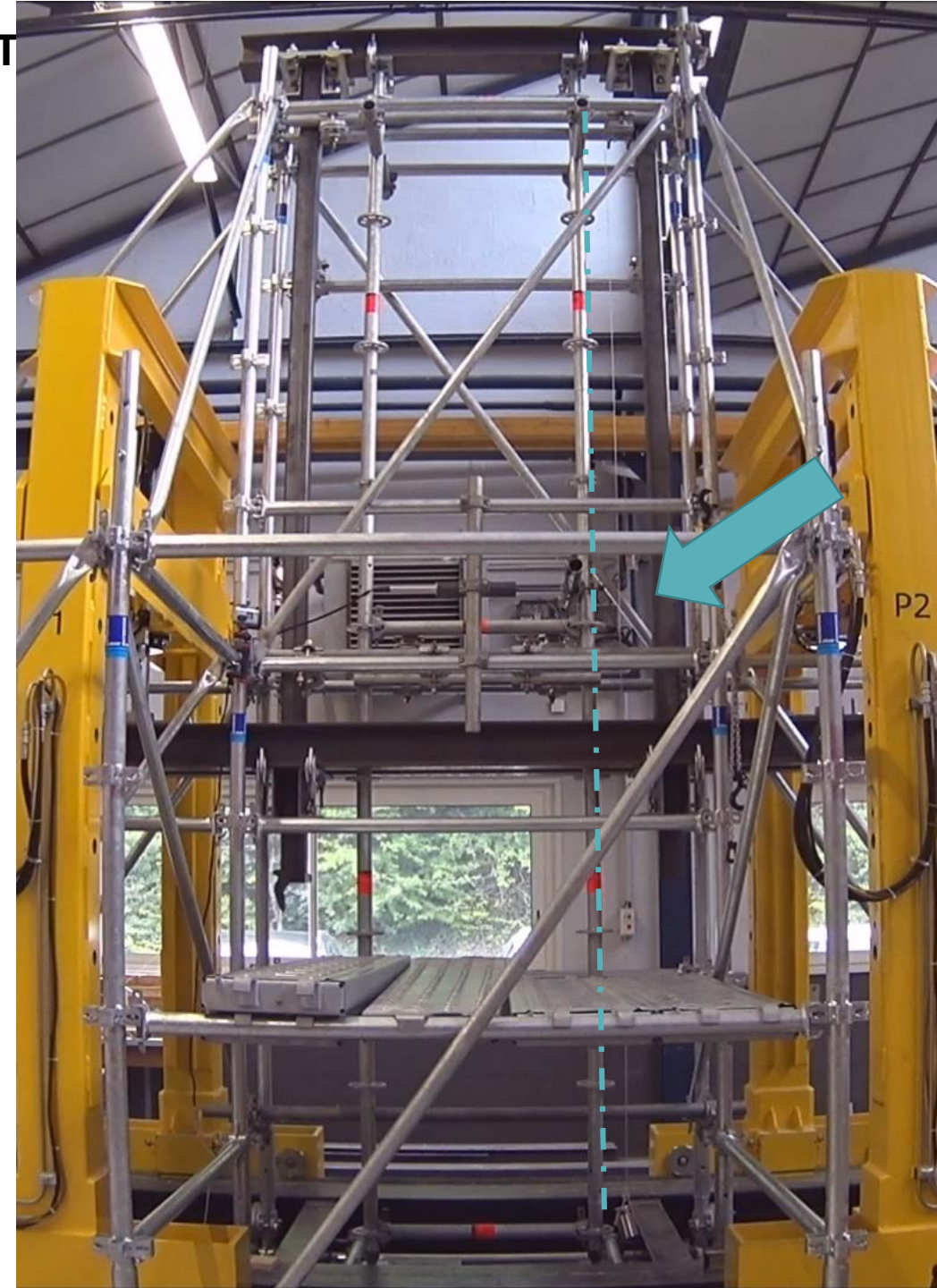
Dispositif d'essai :



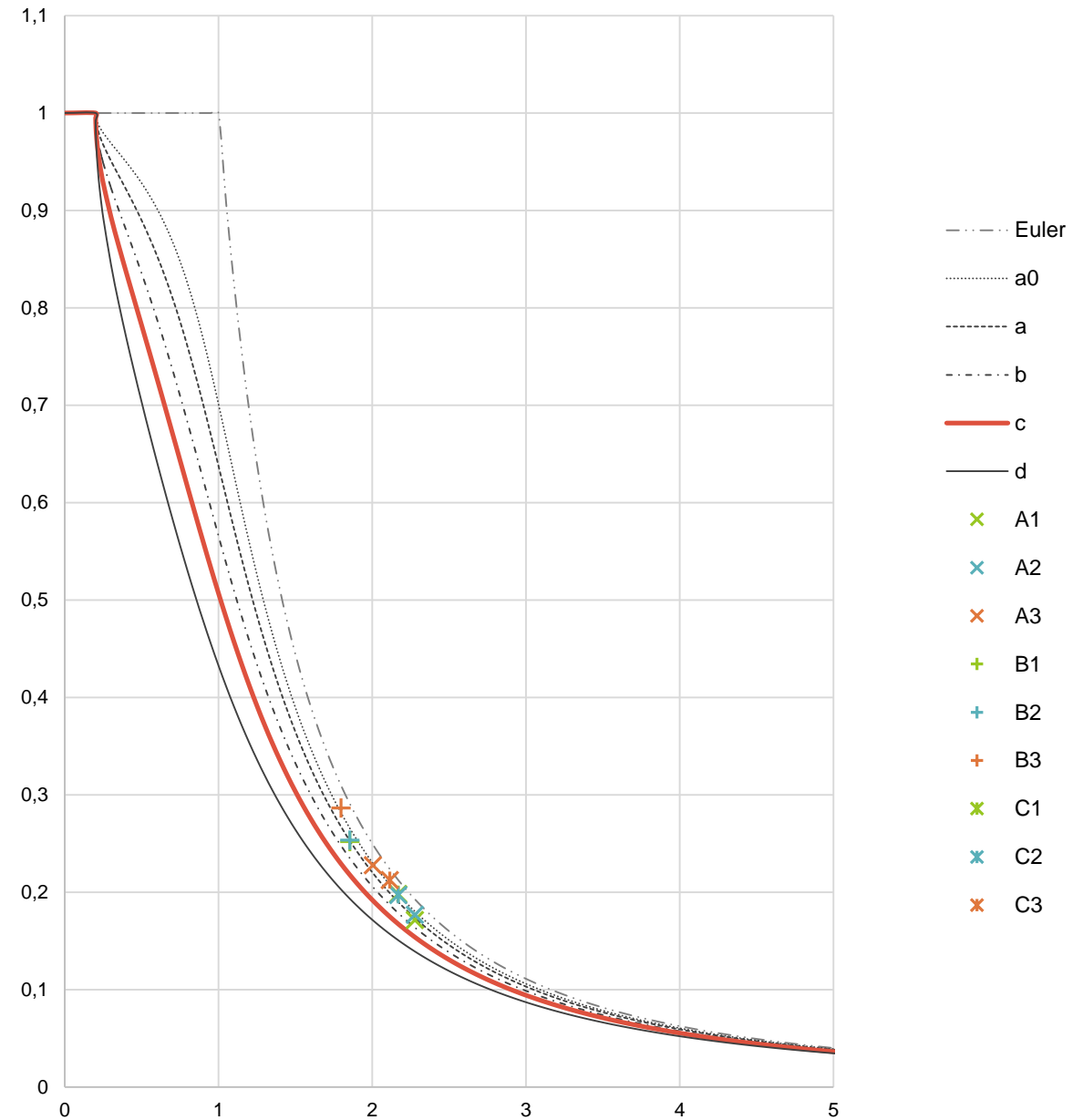
4.2. ESSAIS SUR LES STRUCTURES ÉLANCÉES

Déroulement de l'essai :

- Réalisation de plusieurs cycle de charge/décharge
- Mesure du déplacement Δ de l'échelle à mi-hauteur
 - Obtention de courbes P- Δ expérimentales



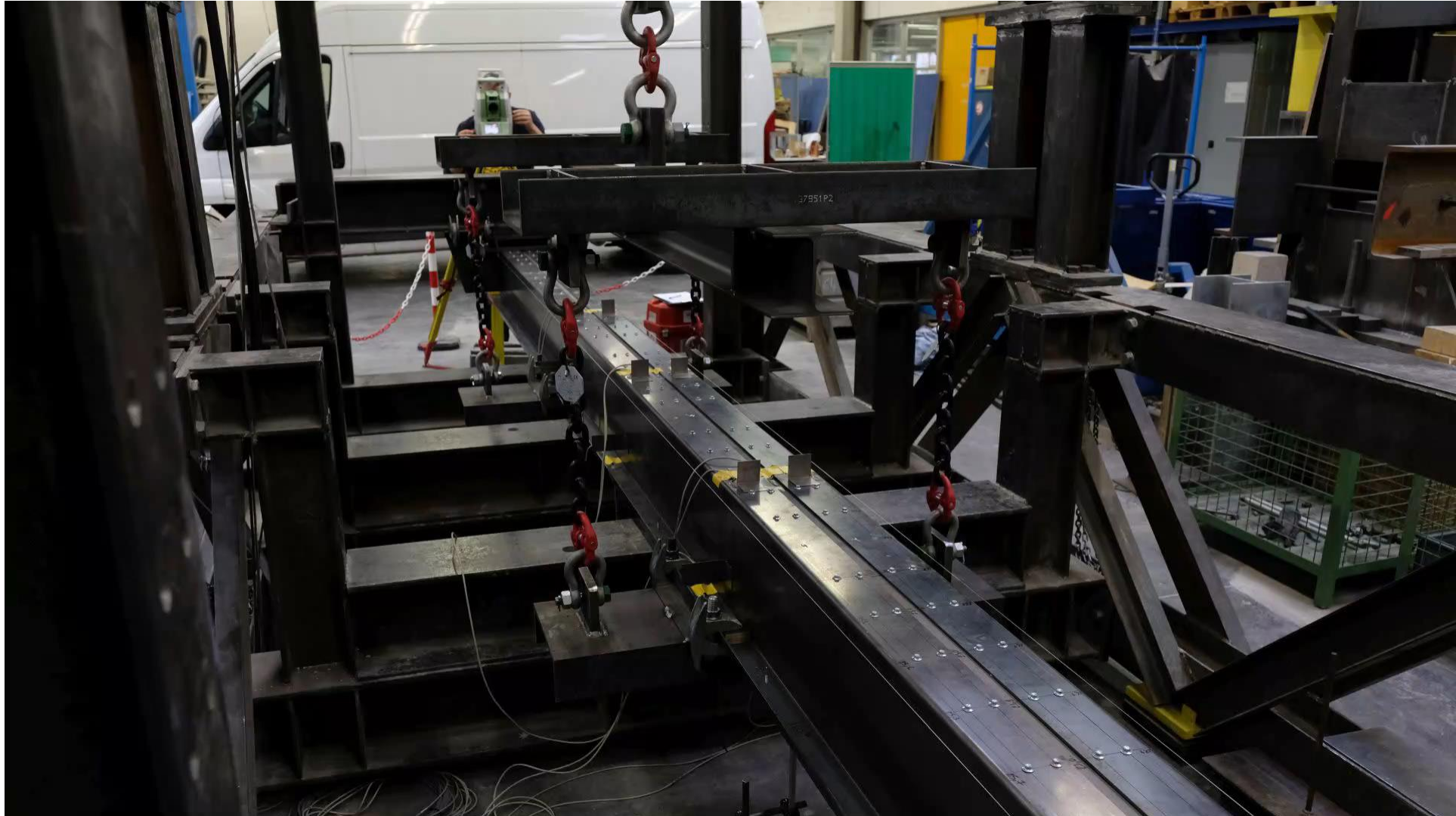
4.2. ESSAIS SUR LES



4.3. CONCLUSION

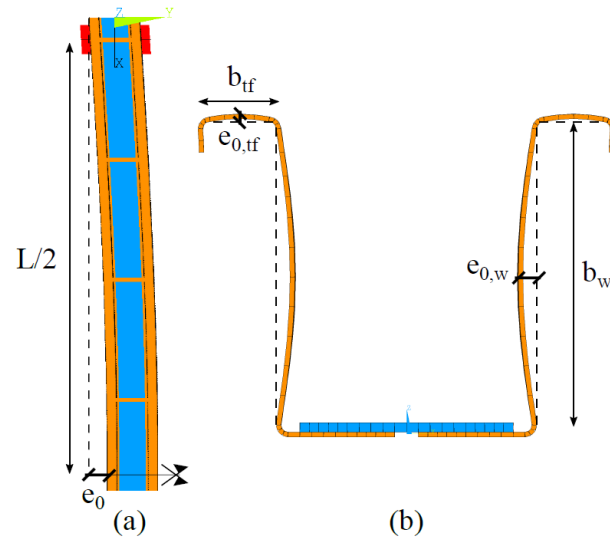
- Essais sur les barres simples :
 - Facteur d'imperfection expérimental obtenu : de l'ordre de 0,12
 - Ce qui se rapproche davantage du facteur d'imperfection des sections tubulaires formées à chaud
- Essais sur les échelles d'échafaudage :
 - Facteur d'imperfection expérimental obtenu : de l'ordre de 0,25
- Estimation des imperfections initiales affectant les structures d'échafaudages : $\alpha = 0,34$

Influence des imperfections sur l'instabilité latérale

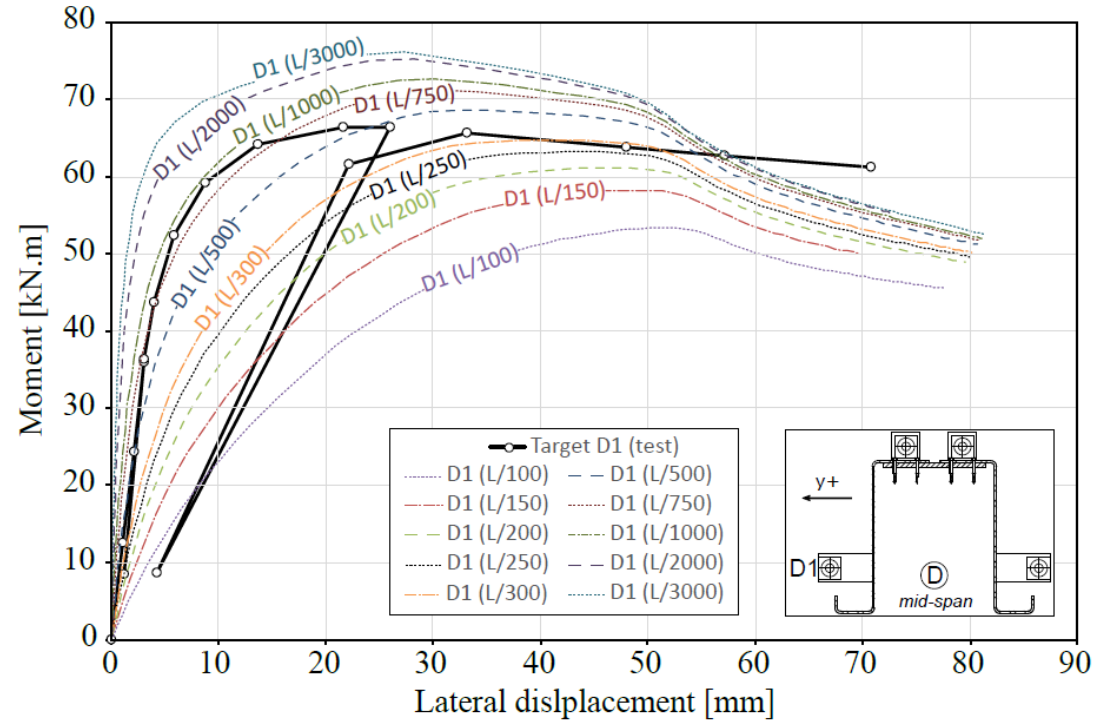
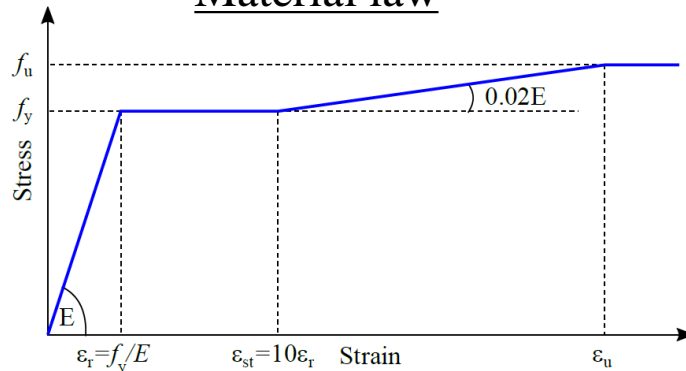


Influence of initial equivalent geometrical imperfections on GMNIA calculations

Shapes of imperfections

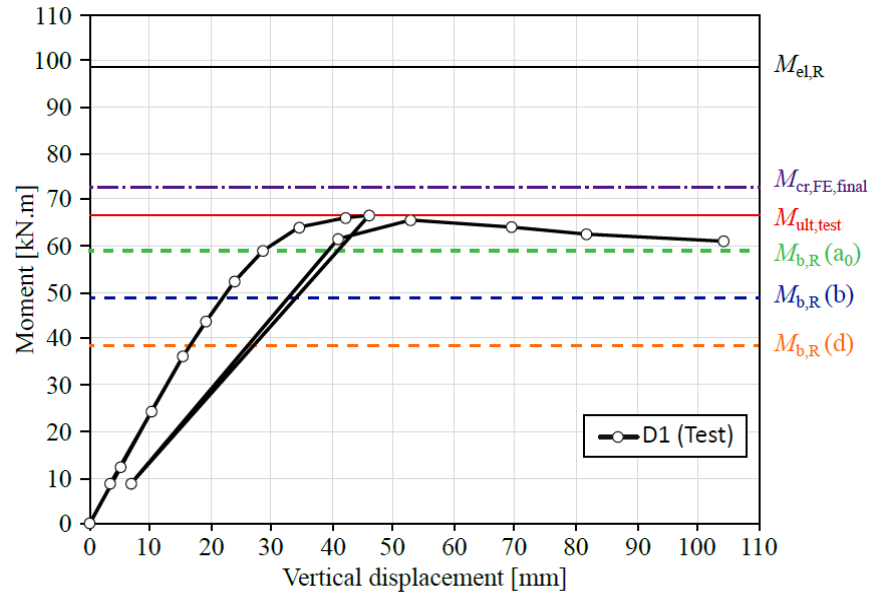


Material law

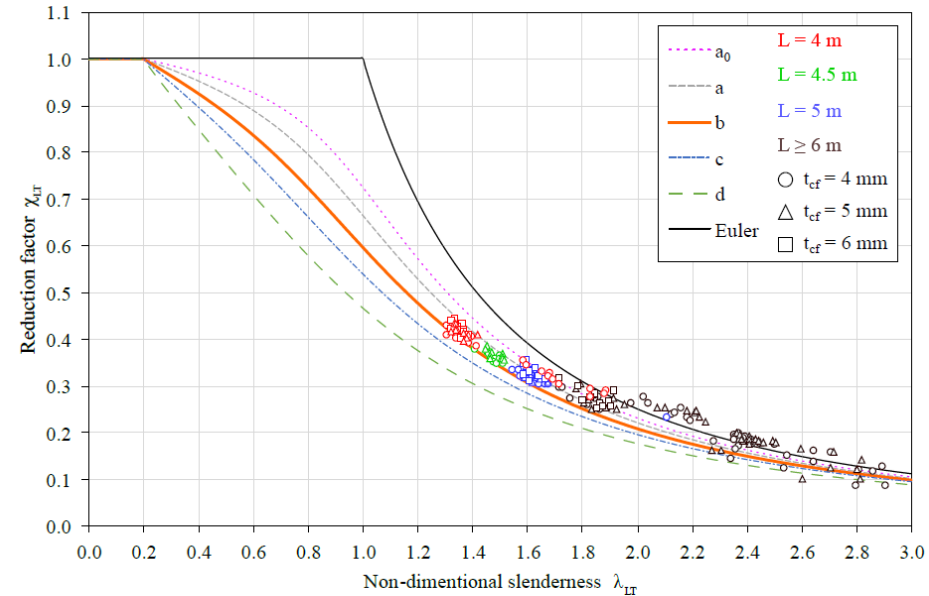


L/500 is chosen

Comparison with method of EN1993-1-1



Parametric study

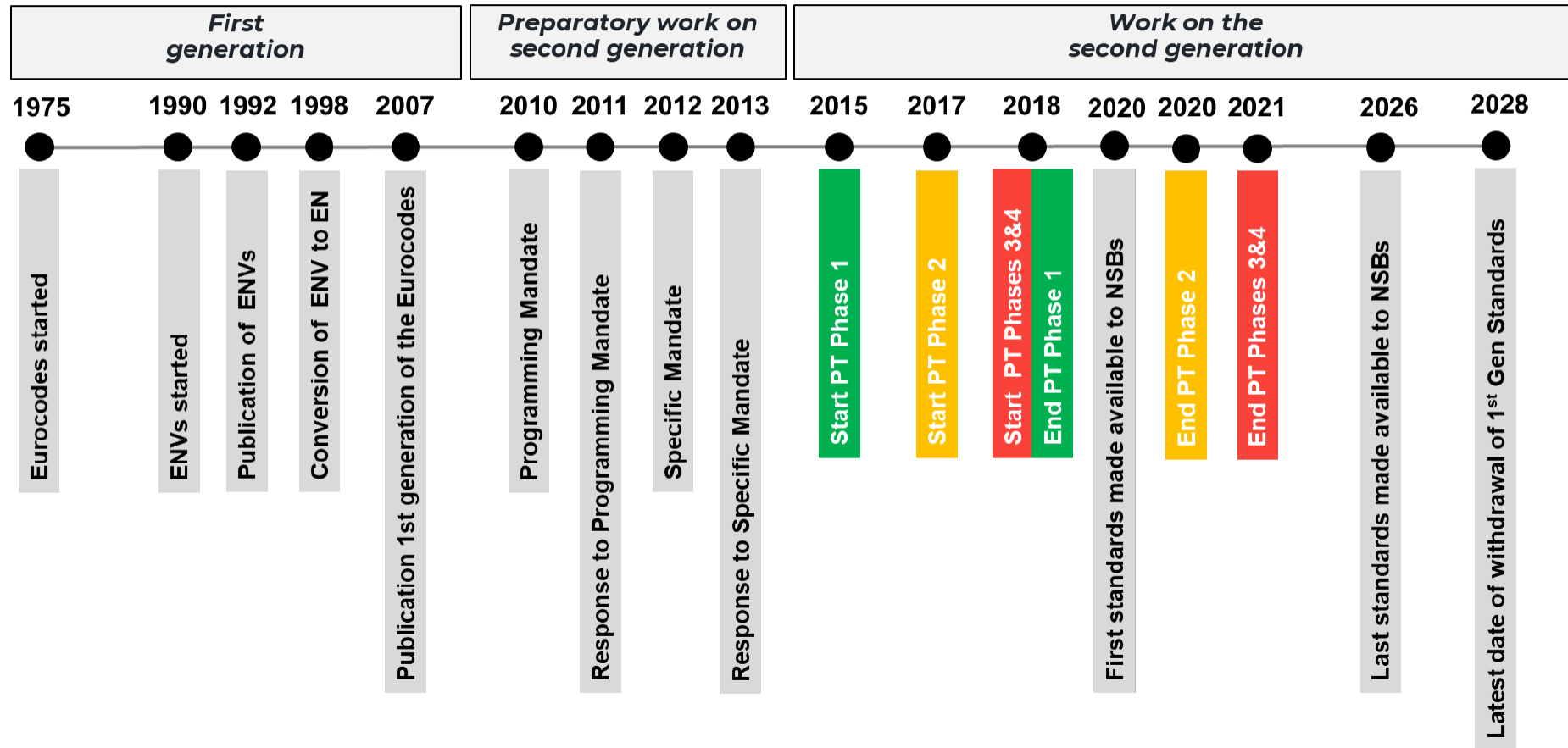


Conclusions :

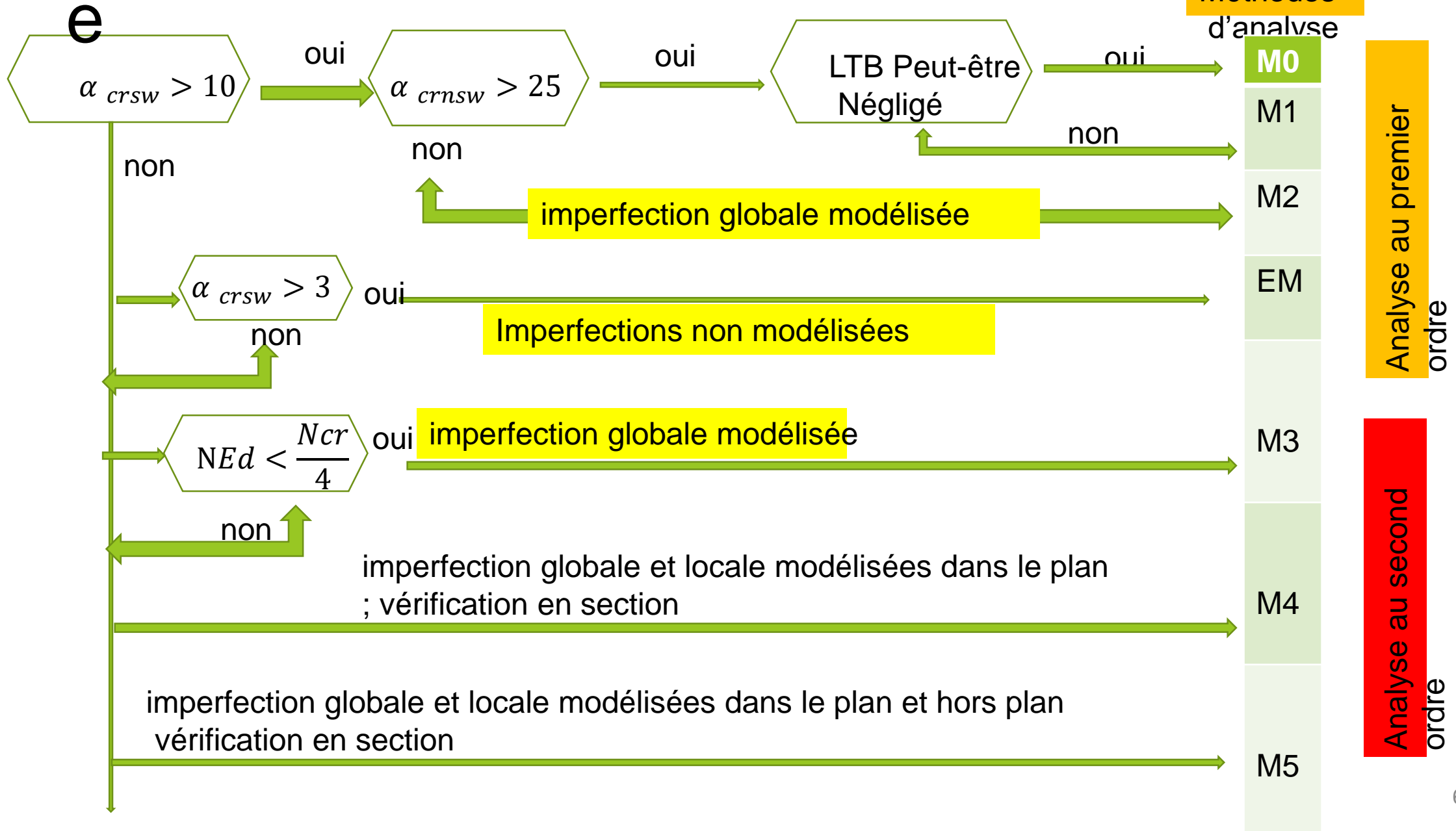
- ❑ The boundary conditions of the test were more complex than predicted (very sensitive)
- ❑ Considering the new BC, the numerical simulations reproduced the test with accuracy ($L/500$)
- ❑ The choice between buckling curve “b” or “d” → “b” sufficiently safe sided
- ❑ The solution works in construction stage with restraint to prevent LTB (perpendicular decking)

Nouvelle génération des Eurocodes

Mandate M/515 and CEN/TC 250 programmatic response



Logigramme



7.3.3 Imperfection en arc équivalente pour l'analyse globale et l'analyse des barres

7.3.3.1 Flambement par flexion

(1) Il est permis de déterminer l'imperfection en arc équivalente, e_0 , des barres pour le flambement par flexion conformément à la Formule (7.9).

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \beta L \quad (7.9)$$

où

L est la longueur de la barre ;

α est le facteur d'imperfection, dépendant de la courbe de flambement appropriée selon le Tableau 8.2 ;

ε est le paramètre du matériau défini en 5.2.5(2) ;

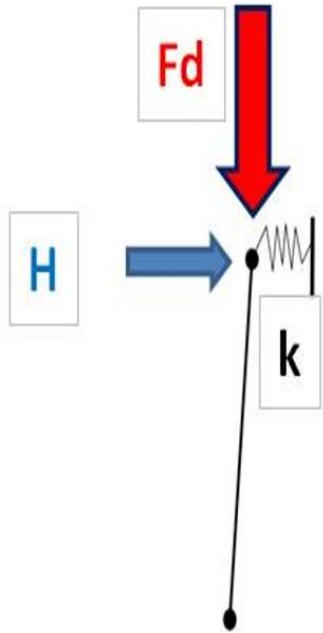
β est l'imperfection en arc relative de référence selon le Tableau 7.1.

Tableau 7.1 — Imperfection en arc relative de référence β

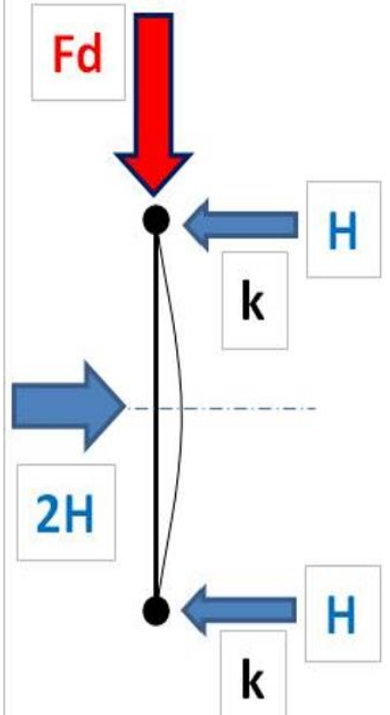
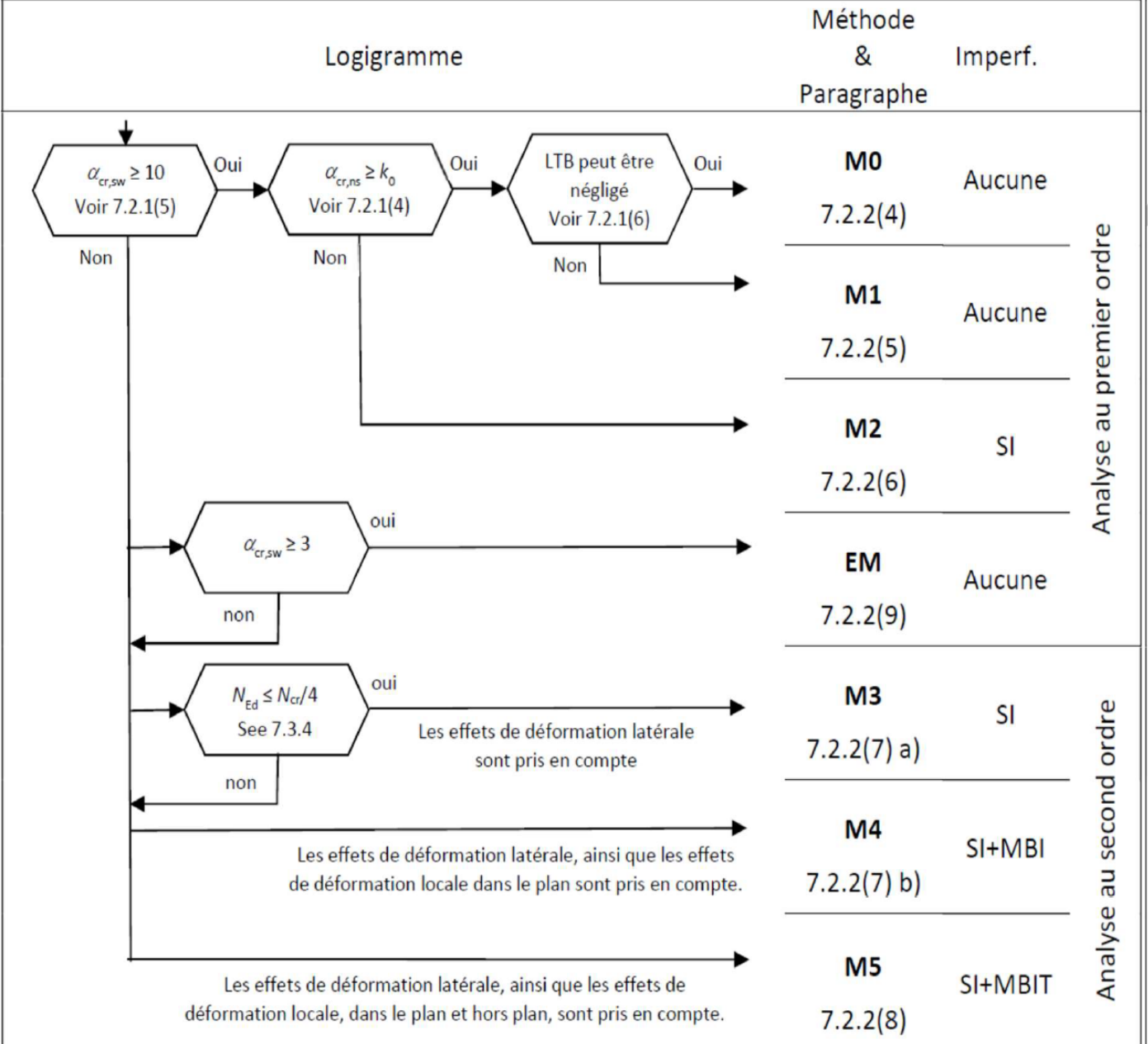
Flambement par rapport à l'axe	Vérification élastique de la section transversale	Vérification plastique de la section transversale
y-y	1/110	1/75
z-z	1/200	1/68

NOTE Les valeurs de e_0 sont déterminées à l'aide de la Formule (7.9), sauf si l'Annexe Nationale indique des valeurs différentes.

Le logigramme ci-dessous est proposé comme alternative à celui de la NF EN 1993-1-1, Figure 7.3.



$$\alpha_{cr,sw} = F_{cr,sw} / F_d$$



$$\alpha_{cr,ns} = F_{cr,ns} / F_d$$

Conférence plénière 4

Prof. Nadir Boumechra,
Université de Tlemcen, Algérie

Titre :

Réhabilitation des ouvrages anciens par apports métalliques
- Avantages et inconvénients.

REHABILITATION DES OUVRAGES ANCIENS PAR APPORTS METALLIQUES - AVANTAGES ET INCONVENIENTS

BOUMECHRA NADIR¹

¹Laboratoire EOLE, Département de Génie civil, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen, Algérie

1- Introduction:

La réhabilitation des ouvrages anciens, à valeur patrimoniale ou pas, ou à un degré supérieur la restauration des monuments historiques a pour objectif de préserver, de manière durable, un patrimoine qui a survécu aux impacts du temps et de l'homme pendant plusieurs décennies ou plusieurs siècles.

Objectifs principaux de la réhabilitation du vieux bâtiment :

- Sécurité structurelle : renforcer la stabilité, réparer les désordres du bâti.
- Confort et fonctionnalité : adapter aux usages contemporains (logement, bureau, école, ...)
- Mise aux normes : électrique, thermique, acoustique, accessibilité, incendie.
- Valorisation patrimoniale : conserver les éléments architecturaux ou culturels significatifs.
- Durabilité : prolonger la vie du bâtiment et limiter les démolitions/reconstructions.



La réhabilitation d'un bâtiment peut être envisagée surtout par une intervention structurelle à différents niveaux. Celle-ci repose sur l'ampleur et la qualité des interventions, mais parfois aussi sur leur ordre chronologique d'exécution. On peut classer ces interventions sur quatre niveaux principaux : la préservation, la réparation, le renforcement et la restructuration.

- La **préservation** consiste en un ensemble de mesures provisoires pour garantir une sécurité appropriée pour protéger le site et pour éviter un effondrement partiel ou total lorsque des bâtiments en requièrent des mesures urgentes pour en assurer la sécurité.
- La **réparation** est le second niveau de consolidation de bâtiments. Elle comprend une série d'opérations pour restaurer l'efficacité structurelle qu'il avait avant de subir des dégâts. La réparation permet une restauration directe des performances structurelles sans introduire de renforcement supplémentaire dans les structures de l'ouvrage endommagé.
- Le **renforcement** consiste à l'amélioration des performances structurelles de l'ouvrage afin qu'il soit conforme à de nouvelles exigences fonctionnelles ou environnementales. Ce niveau de consolidation n'affecte pas de façon significative le schéma structurel. Des éléments nouveaux sont intégrés aux éléments existants sans altérer la distribution de rigidité et de masse.
- La **restructuration** représente le plus élevé. Il s'agit de la modification partielle ou totale de la distribution fonctionnelle, de la configuration structurelle. Cette modification est accompagnée du changement des caractéristiques originales de l'ouvrage, y compris une modification extensive de la structure.

La réhabilitation d'un vieux bâtiment et la restauration d'un monument historique sont deux démarches proches — toutes deux s'appliquent à des bâtiments anciens — mais leur finalité et leur philosophie d'intervention sont différentes.

Alors qu'un projet de réhabilitation est cadré par le code de la construction et de l'urbanisme (permis de construire, normes actuelles), le projet de restauration est soumis à la loi sur les monuments historiques (autorisation spéciale, contrôle des travaux, architecte du patrimoine, suivi archéologique) avec le respect des lois nationales et des chartes internationales (UNESCO/ICOMOS).

La réhabilitation vise à faire vivre le passé dans le présent. La restauration vise à préserver le passé.

2- L'acier comme matériau d'apport :

Dans le domaine de la réhabilitation des ouvrages, l'acier constitue un élément de renforcement ou de reprise performant tout en essayant d'assurer une intégration physique et mécanique compatible.

Dans le domaine de la restauration, l'acier peut être utilisé, mais uniquement s'il ne dénature pas : la morphologie (forme, aspect visuel) du monument, la substance originale (maçonnerie, pierre, bois, etc.) et qu'il reste identifiable et démontable (réversibilité).

Dans de nombreux projets (Casbah d'Alger, ksour du M'zab, forteresses ottomanes...), les ingénieurs utilisent l'acier inoxydable ou galvanisé pour renforcer les planchers bois ou les arcs fragiles, les profilés métalliques, les tirants ou chaînages métalliques pour stabiliser les murs.

Tout projet de restauration, ou à moindre mesure de réhabilitation, se fait avec une méthodologie scientifique sous contrôle scientifique et patrimonial (architecte du patrimoine + ingénieur structure) tout en respectant le principe de rétroaction entre les différentes étapes du projet.

L'acier est autorisable comme outil de consolidation dans la restauration et la réhabilitation, mais jamais comme substitut de la matière patrimoniale originale.

L'emploi de l'acier doit rester réversible, compatible et lisible — fidèle à la Charte de Venise et à la loi algérienne 98-04.

3- L'histoire des renforcements métalliques dans les monuments historiques

Elle s'inscrit dans une évolution longue, marquée par les progrès de la science des matériaux, la naissance de la restauration architecturale moderne et la prise de conscience patrimoniale. Voici un panorama structuré et chronologique :

3.1. Période préindustrielle (avant le 19^{ème} siècle) : les prémices

Avant l'essor de la métallurgie moderne, les renforcements étaient essentiellement en bois ou en chaînes de fer forgé. On utilisait déjà des tirants métalliques dans les cathédrales gothiques pour contenir les poussées des voûtes (ex. : Notre-Dame de Paris, 13^{ème} siècle).

Ces dispositifs restaient empiriques : on plaçait des barres ou chaînes pour stabiliser les murs ou les arcs, sans calculs précis. Exemples :

- Cathédrale de Chartres et Notre-Dame de Paris : tirants en fer forgé insérés pour contrer les déformations des arcs-boutants.
- Palais et ponts de la Renaissance italienne : premiers usages de crampons et agrafes métalliques.



3.2. 19^{ème} siècle : révolution industrielle et naissance de la restauration "scientifique"

L'apparition du fer puddlé (vers 1820) puis de l'acier doux (vers 1850) transforme radicalement les possibilités structurelles. Viollet-le-Duc, pionnier de la restauration, intègre consciemment le métal dans la réhabilitation : « Employer des matériaux nouveaux quand ils permettent de sauver les anciens ». Il conçoit des structures hybrides pierre-métal, où le métal agit comme squelette interne, invisible mais résistant.

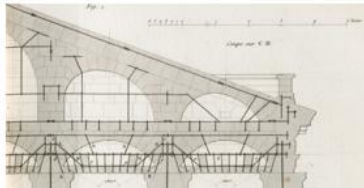
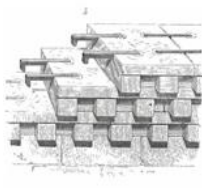
Applications typiques :

- Tirants en fer pour bloquer les fissures ou reprendre les poussées.
- Armatures métalliques dissimulées dans les voûtes et arcs pour renforcer leur tenue.
- Planchers et charpentes métalliques remplaçant le bois dégradé.

Exemples :

- Restauration de la Sainte-Chapelle (Viollet-le-Duc, 1855) : renforcement de la charpente avec du fer.

- Notre-Dame de Paris : insertion de tirants et remplacement partiel de la charpente.
- Panthéon de Paris : installation de chaînages métalliques pour contrer les fissures de la coupole ; principe de la pierre armée.



3.3. Première moitié du XX^e siècle : généralisation du métal et du béton armé

Après 1900, le béton armé s'impose mais le métal reste essentiel dans les restaurations. Les ingénieurs combinent acier et béton pour renforcer les structures anciennes sans les dénaturer. La théorie de l'anastylose (reconstruction avec les éléments d'origine) pousse à employer le métal comme support réversible.

Exemples :

- Acropole d'Athènes : consolidation des colonnes du Parthénon par des tiges d'acier inox (années 1930).
- Pont du Gard : insertion de tirants et agrafes métalliques pour stabiliser les blocs.

3.4. Deuxième moitié du 20^{ème} siècle : approche scientifique et réversibilité

Les chartes internationales (Venise 1964, ICOMOS, UNESCO) fixent des principes :

- Le renforcement doit être réversible, lisible, et respectueux du matériau ancien.
- Le métal doit être compatible physiquement et chimiquement avec la maçonnerie.
- L'acier inoxydable et l'aluminium apparaissent comme solutions durables et discrètes.

Exemples :

- Torre di Pisa (1990-2001) : utilisation de câbles en acier pour stabiliser la structure.
- Cathédrale de Reims : tirants inox pour limiter les déplacements des arcs-boutants.

3.5. 21^{ème} siècle : technologies avancées et conservation intégrée

Les interventions privilégient la discrétion, la durabilité, et la modélisation numérique (scan 3D, FEM). L'acier est souvent associé à :

- Fibre de carbone (CFRP) pour les renforts mixtes,
- Connecteurs inox pour assembler pierre et métal,
- Structures internes invisibles pour la consolidation antisismique.

Exemples récents :

- Colisée de Rome : structure métallique interne pour les gradins restaurés.
- Palais de Dioclétien (Split) : tiges inox de renfort dans les murs anciens.
- Cathédrale de Milan : système de câbles en acier à haute résistance pour maintenir les arcs.

4- Conditions techniques d'application

a. Cas typiques d'utilisation

- Tirants métalliques pour stabiliser les murs, arcs, voûtes.
- Renforts dans le béton des poteaux, les poutres, les voiles ou les dalles.
- Charpentes métalliques remplaçant ou soutenant des structures en bois détériorées.
- Profilés en acier inox ou galvanisé pour le soutien discret de planchers ou corniches.

b. Acier à employer

- Acier inoxydable ou acier galvanisé pour éviter la corrosion.
- Acier doux ou à limite d'élasticité contrôlée, pour éviter des rigidités excessives vis-à-vis de matériaux anciens.
- Éviter l'acier fortement allié ou très rigide sauf justification structurale spécifique.

c. Protection et durabilité

- Traitement anticorrosion obligatoire, surtout en présence de matériaux poreux ou humides.
- Ventilation et drainage adéquats si l'acier est intégré dans des murs anciens.

5- Conditions de mise en œuvre sur le terrain

Condition	Exigence
Diagnostic préalable	Étude structurelle et pathologique complète avant toute introduction d'acier.
Réversibilité	Le dispositif en acier doit pouvoir être démonté sans endommager le bâti ancien.
Discrétion	Intégration visuelle respectueuse de l'aspect historique.
Justification technique	Rapport d'ingénierie démontrant la nécessité de l'acier (stabilité, sismique, sécurité).
Suivi et entretien	Contrôle périodique pour prévenir corrosion, fissuration, déplacements.

6- Cas de projets de réhabilitation des ouvrages par de l'acier :

6.1 – Agrafage des fissures de murs :

C'est une technique de renforcement qui consiste à insérer des agrafes métalliques en forme de "U" des deux côtés de la fissure pour lier les bords et stabiliser la structure. Elle est utilisée pour les fissures importantes et structurelles, mais elle doit être précédée de la réparation de la cause de la fissure et suivie du remplissage des ancrages avec un mortier adapté (plomb, colles spéciales, ...). Exemple : Bastion ouest, Citadelle du Mechouar, Tlemcen.



6.2 – Ceinturage métallique des murs en maçonnerie :

C'est une technique de renforcement des angles entre murs en pierres contre toute ouverture de l'angle ou écartement entre pierres dans ces zones. Ces éléments sont en général en fer plat dont les extrémités sont scellées aux murs ou consolidés par des clés de tirants traversants. Exemple : Minaret de Mansourah, Tlemcen + Remparts de la casbah historique, Alger.



6.3 – Restructuration par intégration d'une structure métallique (Bâtiment à El-Malah, W. Aïn-Temouchent) :

Le 22 Décembre 1999 à 17h37mn30s, la région d'Aïn-Temouchent a été ébranlée par un séisme $M_w=5.7$. Le tremblement de terre a causé 28 morts et 3000 familles sans abri. La localité d'El Malah est une petite ville située à 12 km au nord-ouest d'Aïn-Temouchent. Elle était autrefois appelée *Rio Salado* dans la période coloniale. Le bâtiment de la Banque B.N.A. a subi des dommages modérés (degré 2) défini suivant les critères de l'EMS.98 (Echelle Macrosismique Européenne).

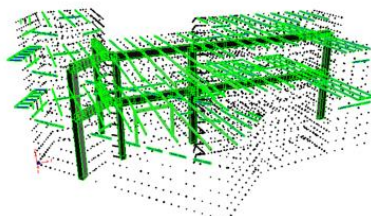
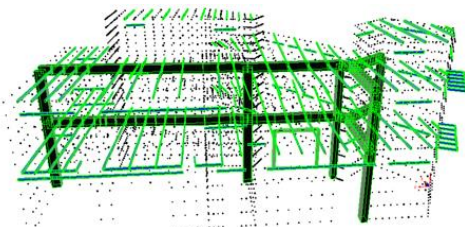
Le bâtiment a été construit vers 1920. Il est en rez de chaussée, un étage et une buanderie. Il est de forme en plan trapézoïdale (longueur=21.80m, largeur=16.00m, hauteur=11.00m). L'histoire du bâtiment et la lecture de la maçonnerie des murs après décapage des enduits, ont mis en évidence qu'à partir des années 50, des transformations ont été portées. Le bâtiment est en murs porteurs extérieurs en maçonnerie de pierres (ep.=60cm). A l'intérieur du bâtiment, un mur porteur intermédiaire est en briques pleines. Les planchers sont de type voutains composés et poutrelles IPN140 et IPN160.



Le diagnostic réalisé sur le bâtiment a mis en évidence deux types de dommages, ceux *occasionnés par la vieillesse du bâtiment* : (détérioration de l'étanchéité de la terrasse, corrosion des poutrelles métalliques) et ceux *causés par le tremblement de terre du 22.12.1999* : (fissures profondes apparues au niveau du mur porteur intérieur en étage, dislocations verticales aux angles entre les murs en briques pleines, fissures légères autour des ouvertures (fenêtres et portes), dissociations entre les planchers et les murs lors du séisme et certains murs ont subi des déformations latérales ($\Delta=5-10\text{cm}$).

Vu le manque de résistance du mur porteur intermédiaire après les modifications, la vétusté observée des planchers ainsi que la corrosion avancée des poutrelles métalliques, il était indispensable de projeter un plan de réhabilitation du bâtiment par :

- Renforcement du mur porteur intermédiaire par injection d'un portique métallique 3D à l'intérieur du bâtiment, discret et relié aux murs porteurs.
- Reprise des planchers en planchers mixte acier – béton.
- Repositionnement des poutrelles IPE200/IPE240 dans les mêmes zones d'appuis.
- Réparation des fissures par reprise de maçonnerie et couture.
- Reprise des enduits intérieurs et extérieurs renforcés.
- Reprise de l'étanchéité de la terrasse.



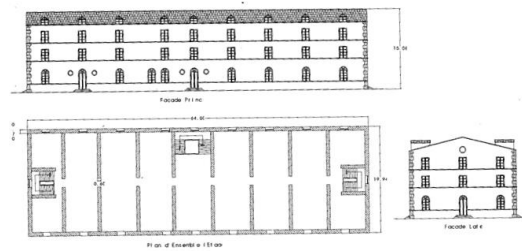
6.4 – Réhabilitation d'un bâtiment colonial de 1857 à Tlemcen :

Le bâtiment concerné par un projet de réhabilitation est un bloc qui se trouve au niveau de la faculté de médecine au centre de la ville de Tlemcen, ex-caserne « Miloud » et anciennement appelée caserne du 2^{ème} chasseur lors de la période coloniale. Il a été construit en 1857.

Le bloc dortoir est un grand bâtiment composé d'un sous-sol, un rez de chaussée, deux étages et un comble. La structure est composée de murs porteurs transversaux et longitudinaux en maçonnerie de pierres et des planchers et toiture en bois.

Les planchers en bois se dégradent graduellement dans le temps et présentent actuellement un danger permanent. Cette opération doit tenir compte de deux critères essentiels : garder la structure portante du bâtiment, réhabiliter les planchers, toiture et cage d'escalier et respecter la portance et la stabilité de cet ensemble.

Le bâtiment fait 20mx64m et une hauteur de façade de 15.08m. La structure est portée par des murs porteurs en maçonnerie de pierres : 2 murs longitudinaux de 70cm d'épaisseur et 8 murs transversaux de 60cm d'épaisseur espacés de 6.20m en moyenne. Aux angles, de massives pierres cubiques, de 7 quintaux en moyenne chacune, ornent les bâtiments. Des tirants métalliques renforcent la structure parallèlement aux murs transversaux et longitudinaux.



Au début du projet Réhabilitation du bloc A – ex Caserne Miloud, une réflexion a été faite sur le type de plancher à adopter. L'acier a été une option économique, par rapport au béton armé, avec un plancher mixte a été la meilleure option pour conserver son état structurel. Avec cette option, il y a eu la constance du poids du poids des planchers et ainsi la charge apportée aux murs porteurs.

Les poutres métalliques principales (IPE400) reposent sur des massifs (60cmx50cmx50cm) en béton armé C40+fretage+additif de produit Sikalatex nécessaire et préconisés pour augmenter l'adhérence du béton avec les matériaux anciens.



Conclusion :

La réparation, le renforcement ou la restructuration d'un bâtiment ancien par un système métallique peut apporter des réponses et des solutions à des problèmes, appelées avantages, mais aussi des inconvénients.

Avantages	Inconvénients
Performance mécanique	Suivi périodique
Rapidité d'exécution	Entretien
Précision de l'exécution	
Propreté des travaux sur chantier	
Discrétion	
Légèreté relative du poids	
Démontable	

Conférence plénière 5

Prof. **Federico Mazzolani**,
Université de Naples, Italie.

Titre :

The Archimede's Bridge: a challenge for water crossing

CICOMM '25 (Alger, 26-28 Octobre 2025)

The Archimede's Bridge: a challenge for water crossing

Federico M. Mazzolani

fmm@unina.it

Department of Structures for Engineering and Architecture


UNIVERSITY OF NAPLES FEDERICO II



THE MESSINA STRAIT IN ITALY



THE MESSINA STRAIT IN ITALY



First hypotheses for a temporary crossing of the Strait:

STRETTO DI MESSINA

- ❖ Romans 250-150b.C.: the Punic wars
- ❖ The unification dreams of the Kings:
Carlo Magno 800a.C,
Roberto il Guiscardo 1000aC,
Ruggiero II 1100aC

“INTERNATIONAL COMPETITION INVITING IDEAS FOR THE REALIZATION OF A STABLE LINK BETWEEN THE ISLE OF SICILY AND THE CONTINENT” (1969)

6 projects winners of the 1° award:

SUSPENSION BRIDGE

- | | |
|-------------------------------------|----------------------------|
| ❑ 1 span: 3000 m | MUSMECI |
| ❑ 3 spans: 770-1600-770 m | PONTE MESSINA GROUP |
| ❑ 4 spans: 465-1360-1360-465 m | MONTUORI GROUP |
| ❑ 5 spans: 500-1000-1000-1000-500 m | TECHNITAL |

CABLE STAYED BRIDGE

- | | |
|---------------------------|--|
| ❑ 3 spans: 540-1300-540 m | LAMBERTINI, DE MIRANDA, LEONHARDT |
|---------------------------|--|

ARCHIMEDE'S BRIDGE

- | | |
|---------------------------------|-------------------|
| ❑ The Submerged Floating Tunnel | ALAN GRANT |
|---------------------------------|-------------------|

"INTERNATIONAL COMPETITION INVITING IDEAS FOR THE REALIZATION OF A STABLE LINK BETWEEN THE ISLE OF SICILY AND THE CONTINENT" (1969)

6 projects winners of the 1° award:

SUSPENSION BRIDGE

❑ 1 span: 3000 m

MUSMECI

❑ 3 spans: 770-1600-770 m

PONTE MESSINA GROUP

❑ 4 spans: 465-1260-1260-465 m

MUSMECI

Multispan solutions a priori excluded:

Local authorities declared that no intermediate pier was acceptable due to interference with the surface maritime traffic

❑ 3 spans: 540-1300-540 m

LAMBERTINI, DE MIRANDA, LEONHARDT

ARCHIMEDE'S BRIDGE

❑ The Submerged Floating Tunnel

ALAN GRANT

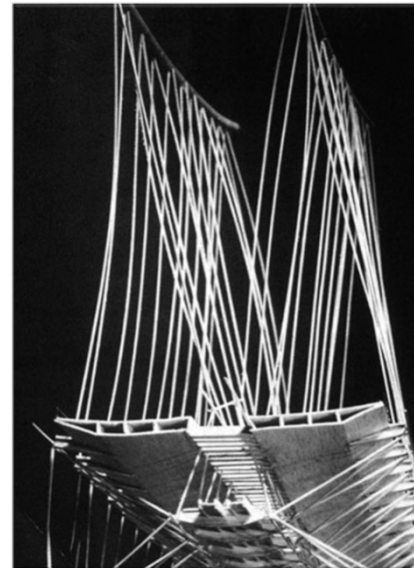
“INTERNATIONAL COMPETITION INVITING IDEAS FOR THE REALIZATION OF A STABLE LINK BETWEEN THE ISLE OF SICILY AND THE CONTINENT” (1969)

From the 6 projects winners of the 1° award, only two remain:

SUSPENSION BRIDGE

- ❑ 1 span: 3000 m

MUSMECI



INNOVATIVE ASPECTS

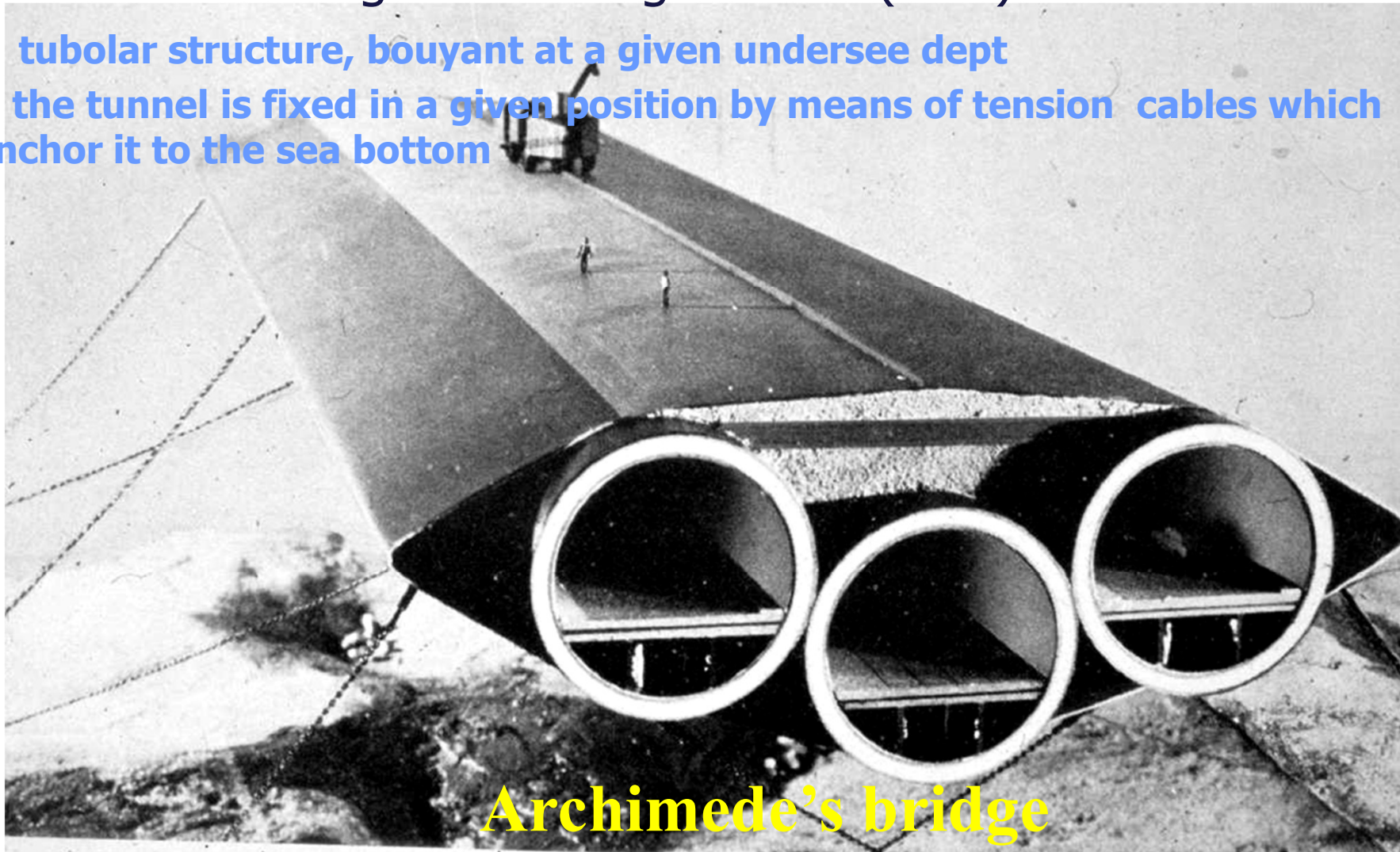
- ❑ Primary cables beared by inclined cable-stays, anchored to the top of the piles, reducing the cable span to 2000m
- ❑ Secondary cables or cable systems, down side the deck, for the lateral stability of the structure

INTERNATIONAL COMPETITION INVITING IDEAS FOR THE REALIZATION OF A STABLE LINK BETWEEN THE ISLE OF SICILY AND THE CONTINENT" (1969)

❑ The Submerged Floating Tunnel (SFT)

ALAN GRANT

- tubular structure, bouyant at a given undersee dept
- the tunnel is fixed in a given position by means of tension cables which anchor it to the sea bottom



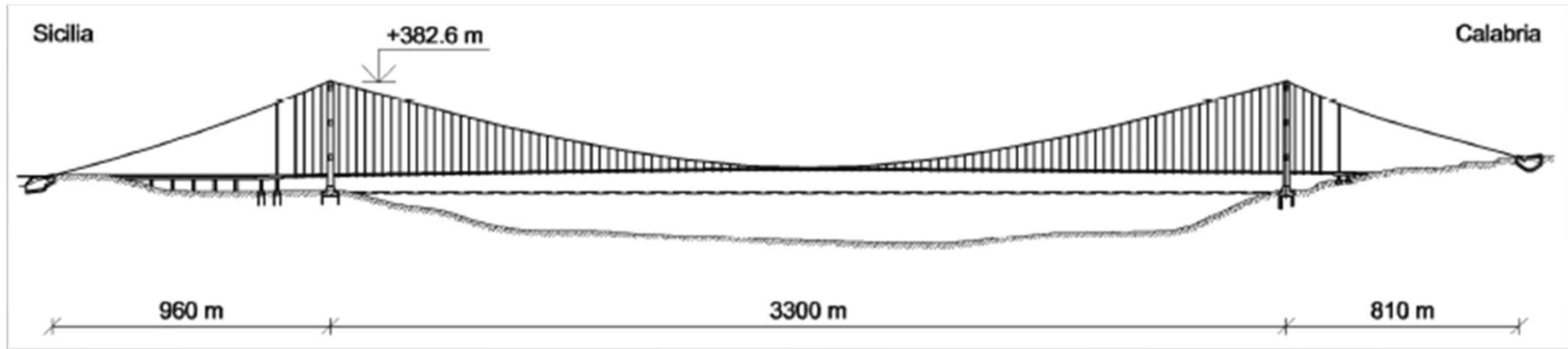
THE OFFICIAL PROJECT OF THE BRIDGE ON THE MESSINA STRAIT



Suspension bridge with 3300 m span and $L/H=1250$ slender!



THE FINAL PROJECT OF THE BRIDGE ON THE MESSINA STRAIT



INNOVATIVE ASPECT

“transparent deck”, composed by longitudinal and transversal beams with box cross section, forming a grid where the air flows in the free openings



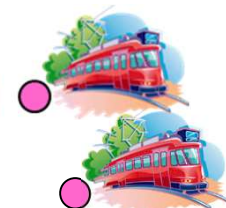
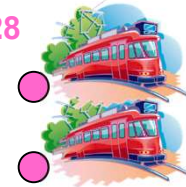
THE MAIN SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

Name	Place	Country	End	Span (m)
<u>Dardanelli bridge</u>	Gallipoli	Turkey	2022	2023
<u>Akashi Kaikyo</u>	Kobe-Naruto	Japan	1998	1991
<u>Yangsigang br.</u>	Wuhan	China	2019	1700
<u>Nansha bridge</u>	Dongguang	China	2019	1688
<u>Xihoumen bridge</u>	Zoushan arch.	China	2009	1650
Great Belt	Funen-Zealand	Denmark	1998	1624
<u>Osman Gazi br.</u>	Yalova-Gebze	Turkey	2016	1550
<u>Runyang br.</u>	Yangtze river	China	2005	1490
Fourth bridge	Nanjing	China	2012	1418
Humber	Hull	U.K.	1981	1410
<u>3rd Bosphorus br.</u>	Bosphorus	Turkey	2016	1408
<u>Jangyin bridge</u>	Yangtze river	China	1999	1335
<u>Jiangrin</u>	Fiume Yangtze Kiang	China	1997	1385
Tsing Ma	Hong Kong	China	1997	1377
Hardanger br.	Ullensvang-Ulvik	Norway	2013	1310
Verrazano Narrows	New York, NY	USA	1964	1298
Golden Gate	San Francisco, CA	USA	1937	1280
<u>Yangluo bridge</u>	Yangtze river	China	2007	1280
<u>Hoga Kusten br.</u>	Algermanalven riv.	Sweden	1997	1210
<u>Nansha West br.</u>	Dongguan	China	2019	1200
Red Army br.	Chishuihe riv.	China	2019	1200
<u>Longiang br.</u>	Baoshan	China	2016	1196
Aizhai bridge	Jishou	China	2012	1176
Mackinac	Strait of Mackinac, MI	USA	1957	1158
<u>Ulsan br.</u>	Ulsan	S. Korea	2015	1150
<u>Halogaland br.</u>	Narvik	Norway	2018	1145
<u>Qingshiu br.</u>	Guinzou	China	2015	1130
Braila bridge	Braila	Romania	2023	1120
Huangpu br.	Canton	China	2008	1108
<u>Minami Bisan-Seto</u>	Kojima-Sakaide	Japan	1988	1100
<u>Xingkang bridge</u>	Sichuan	China	2018	1100
<u>Fatih Mehmet Sultan</u>	Istanbul	Turkey	1988	1090
<u>Bosforus I</u>	Istanbul	Turkey	1973	1074
George Washington	New York-New Jersey	USA	1931	1067
<u>Karushima III</u>	Onomichi-Imabari	Japan	1999	1030
<u>Karushima III</u>	Onomichi-Imabari	Japan	1999	1020
25 de Abril	Lisbona	Portugal	1966	1013
Forth Road	Firth of Forth	Scotland	1964	1006
<u>Kita Bisan-Seto</u>	Kojima-Sakaide	Japan	1987	990
Severn br.	Wales	U.K.	1966	988
Yichang br.	Yangtze river	China	2001	960
<u>Shimotsui-Seto</u>	Kojima-Sakaide	Japan	1988	956
<u>Ohnaruto</u>	Kobe-Naruto	Japan	1984	876
Tacoma Narrows	Tacoma Narrows, WA	USA	1950	853
<u>Innoshima</u>	Onomichi-Imabari	Japan	1983	770
<u>Okland Bay Bridge</u>	San Francisco, CA	USA	1936	704

THE MAIN SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD INCLUDING RAILWAYS

Name	Place	Country	End	Span (m)
Dardanelli bridge	Gallipoli	Turkey	2022	2023
Akashi Kaikyo	Kobe-Naruto	Japan	1998	1991
Yangsigang br.	Wuhan	China	2019	1700
Nansha bridge	Dongguang	China	2019	1688
Xihoumen bridge	Zoushan arch.	China	2009	1650
Great Belt	Funen-Zealand	Denmark	1998	1624
Osman Gazi br	Yalova-Gebze	Turkey	2016	1550
Runyang br.	Yangtze river	China	2005	1490
Fourth bridge	Nanjing	China	2012	1418
Humber	Hull	U.K.	1981	1410
3rd Bosphorus br.	Bosphorus	Turkey	2016	1408
Jangyin bridge	Yangtze river	China	1999	1335
Jianqin	Fiume Yangtze Kiang	China	1997	1385
Tsing Ma	Hong Kong	China	1997	1377
Hardanger br.	Ullensvang-Ulvik	Norway	2013	1310
Verrazano Narrows	New York, NY	USA	1964	1298
Golden Gate	San Francisco, CA	USA	1937	1280
Yangluo bridge	Yangtze river	China	2007	1280
Hoga Kusten br.	Algermanalven riv.	Sweden	1997	1210
Nansha West br.	Dongguan	China	2019	1200
Red Army br.	Chishuihe riv.	China	2019	1200
Longiang br.	Baoshan	China	2016	1196
Aizhai bridge	Jishou	China	2012	1176
Mackinac	Strait of Mackinac, MI	USA	1957	1158
Ulsan br.	Ulsan	S. Korea	2015	1150
Halogaland br.	Narvik	Norway	2018	1145
Qingshuu br.	Guinzou	China	2015	1130
Braila bridge	Braila	Romania	2023	1120
Huangpu br.	Canton	China	2008	1108
Minami Bisan-Seto	Kojima-Sakaide	Japan	1988	1100
Xinokang bridge	Sichuan	China	2018	1100
Fatih Mehmet Sultan	Istanbul	Turkey	1988	1090
Bosforus I	Istanbul	Turkey	1973	1074
George Washington	New York-New Jersey	USA	1931	1067
Karushima III	Onomichi-Imabari	Japan	1999	1030
Karushima III	Onomichi-Imabari	Japan	1999	1020
25 de Abril	Lisbona	Portugal	1966	1013
Forth Road	Firth of Forth	Scotland	1964	1006
Kita Bisan-Seto	Kojima-Sakaide	Japan	1987	990
Severn br.	Wales	U.K.	1966	988
Yichang br.	Yangtze river	China	2001	960
Shimotsui-Seto	Kojima-Sakaide	Japan	1988	956
Ohnaruto	Kobe-Naruto	Japan	1984	876
Tacoma Narrows	Tacoma Narrows, WA	USA	1950	853
Innoshima	Onomichi-Imabari	Japan	1983	770
Okland Bay Bridge	San Francisco, CA	USA	1936	704

Rails
in 2028



1998
Updated for
railway

IMPORTANT DEFINITION

The "***slenderness***" of a bridge is defined as the inverse of the ratio (H/L) between the height of the deck (H) and the length of the longest span (L).

The high slenderness makes the bridge excessively deformable and incompatible with the transit of trains due to lateral movements which can reach tens of meters. Which may mean the bridge has to be closed to traffic for long periods.



In general, it is necessary to distinguish road-only bridges from those with both road and rail routes, which are part of the official project wanted by the Italian Government.

The table shows the list of the longest bridges in the world in descending order. The table highlights the only four road and railway bridges built to date:

1966-1998 Lisbon (Portugal), 25 April bridge, $L=1013$ m,
 $H = 10.65$ m, $L/H=95$

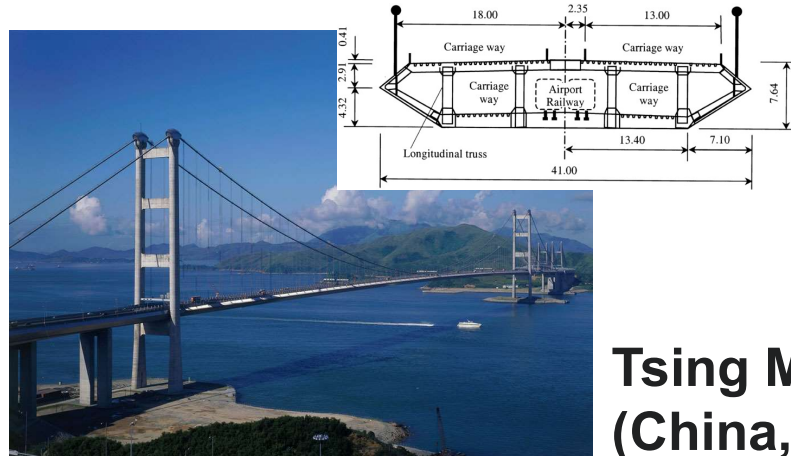
1988 Kojima-Sakalde (Japan), Minami-Bisan Seto bridge, $L=1100$ m,
 $H= 13.00$ m, $L/H=85$

1997 Hong Kong (China), Tsing Ma bridge, $L= 1377$ m,
 $H= 7.64$ m, $L/H=180$

2016-2028 ? Bosphorus (Turkey), Yavuz Sultan Selim bridge, $L=1408$ m,
 $H = 5.50$ m, $L/H=256$

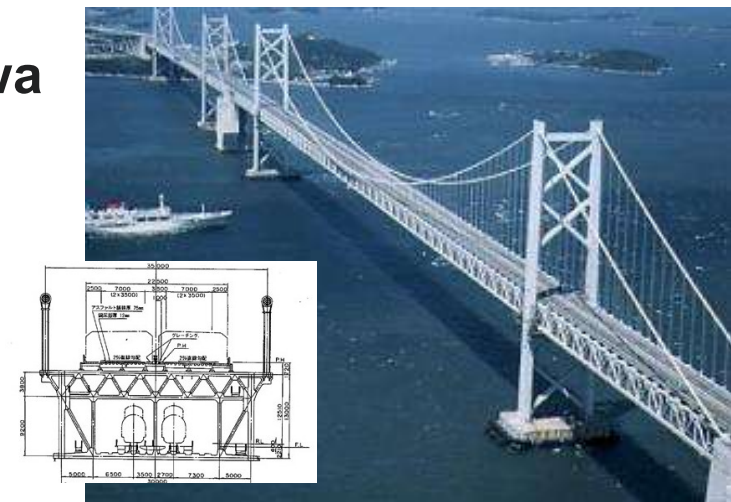
THE 4 SOSPENSION BRIDGES WITH RAILWAY

Yavuz Sultan Selim Bosforo bridge
(Turkey, 2016) span: 1406 m; L/H=256



Tsing Ma bridge, Hong Kong
(China, 1997) span: 1377 m; L/H=180

Minami Bisanseto Bridge, Sakaide, Kagawa
(Japan, 1988) span: 1100 m; L/H=85



25 Aprile bridge, Lisbona
(Portugal, 1966-1998)
span: 1013 m; L/H=100

THE MAIN SOSPENSION BRIDGES IN THE WORLD



THE LONGEST (1998 – 2022)



Akashi Kaikyo Bridge
Kobe Bay
(Japan, 1998)
span=1991m
 $L/H=142$

It seems appropriate to remember that the longest bridge in the world until last year (span of 1998 m), the Akashi Kaikyo in Kobe Bay in Japan with a slenderness of 142, was originally planned to be both road and rail; but at the last moment they decided to eliminate the railway crossing.

THE MAIN SOSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

Another very significant example. The longest bridge in Europe until last year, the Store Belt in Denmark with a span of 1640 m and a slenderness of 406, belongs to a system of viaducts where car traffic runs in parallel with rail traffic to connect Jutland with the capital.

When they arrive at the great gap between the islands of Fiona and Zealand where Copenhagen is located, the two roads bifurcate: car traffic is conveyed over the bridge, while trains are diverted and sent into a deep tunnel dug below sea level. This choice would appear be completely irrational and stupidly wasteful. The logical explanation is that it was preferred to spend more than double on work cost rather than have the train passing on a bridge with a slenderness of 406.



THE LONGEST SOSPESION BRIDGE IN EUROPE (FROM 1998 - 2022)



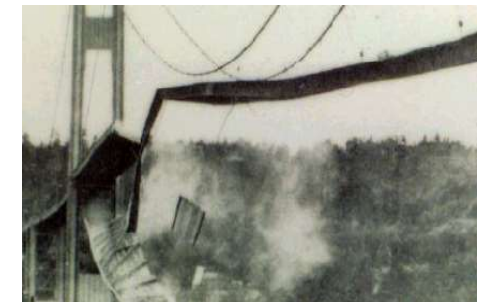
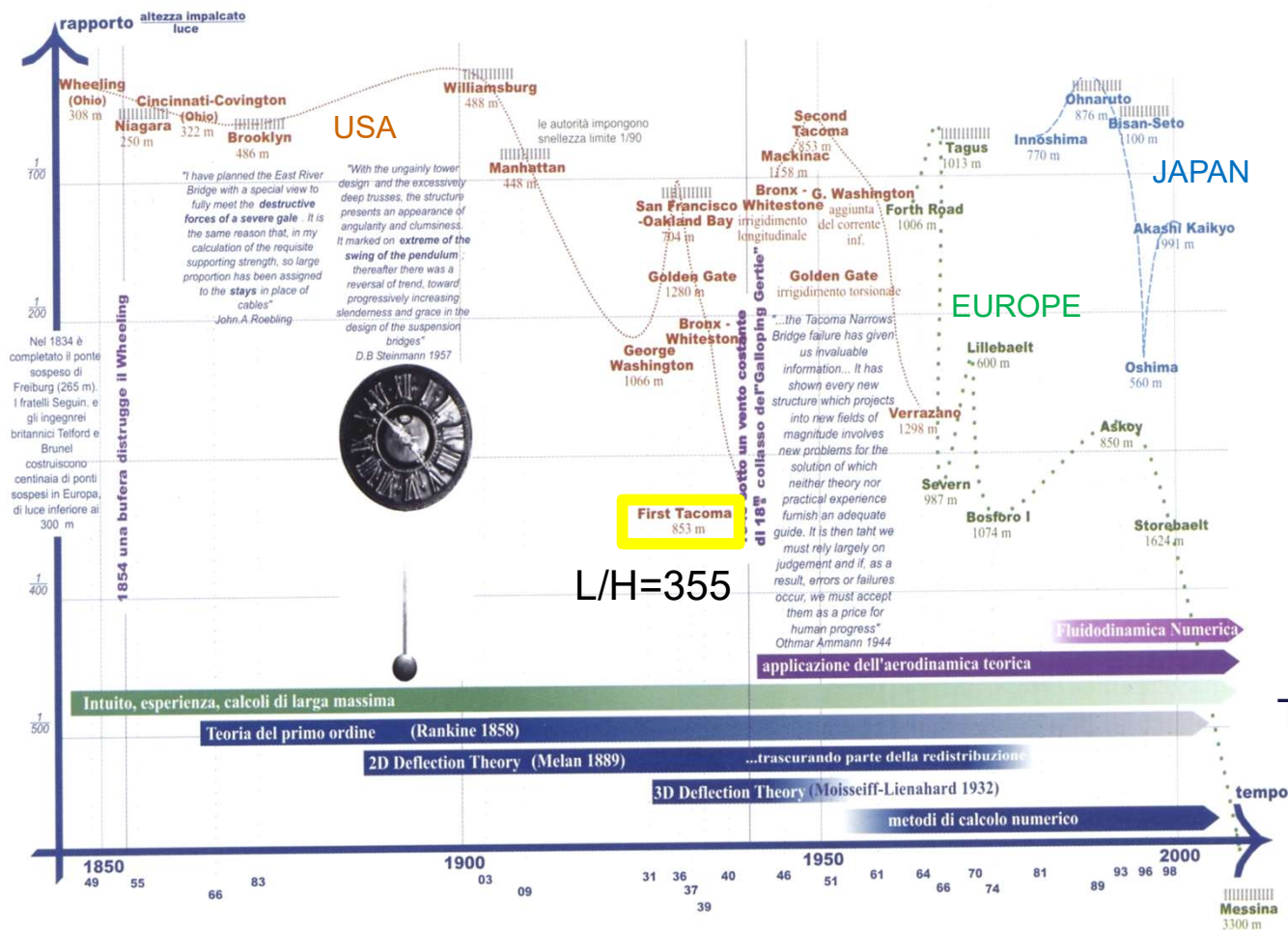
Store Belt Bridge
Jutland - Zealand
(Danimarca, 1998)

span=1624m

L/H=406

EVOLUTION OF THE H/L RATIO OF SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

H/L= DECK-TO-LENGTH RATIO (inverse of slenderness)



Tacoma Narrows Bridge
(1940)

span=853m

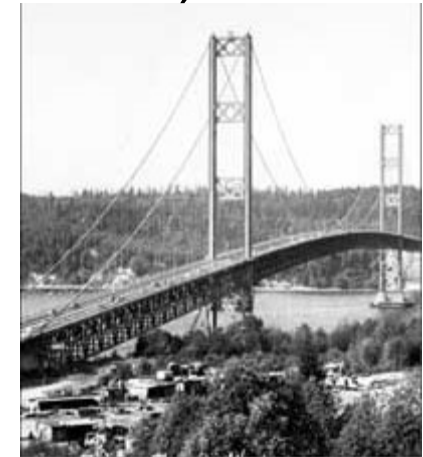
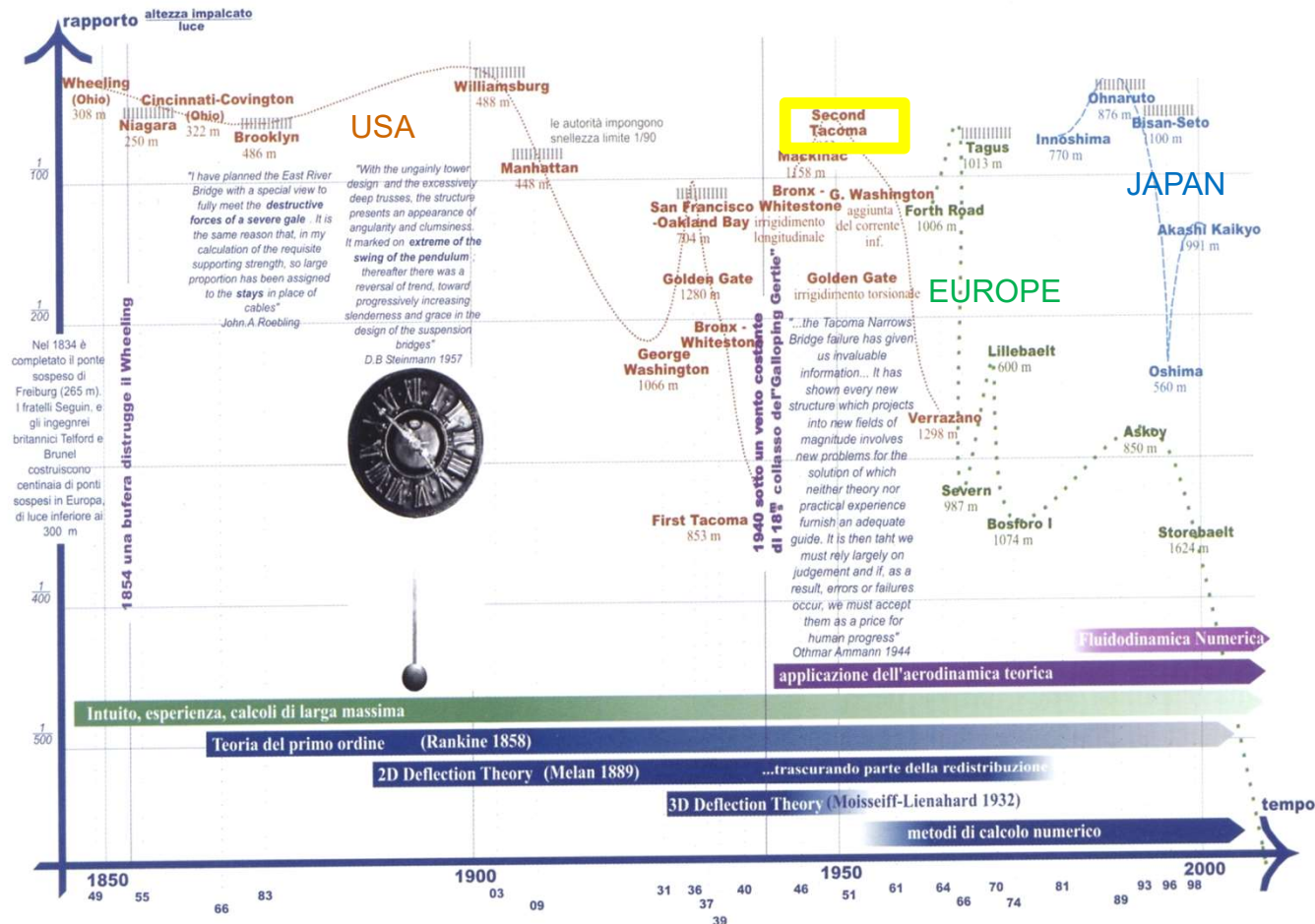
H/L=1/355

In 1940 the Tacoma Narrows bridge in the USA, with $H/L=1/355$, a slenderness value superior to any other achieved up until then, collapsed due to a wind far lower than that for which the bridge had been designed. This dramatic event, fortunately without victims, allowed scientists to discover a new phenomenon of aeroelastic instability called "**flutter**". The same bridge was rebuilt in 1950 with 10% more weight and a slenderness reduced to a fifth (H/L of $1/70$).

From the series: «Lessons to be learned»

EVOLUTION OF THE H/L RATIO OF SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

H/L= DECK-TO-LENGTH RATIO (inverse of slenderness)



New Tacoma Narrows Bridge

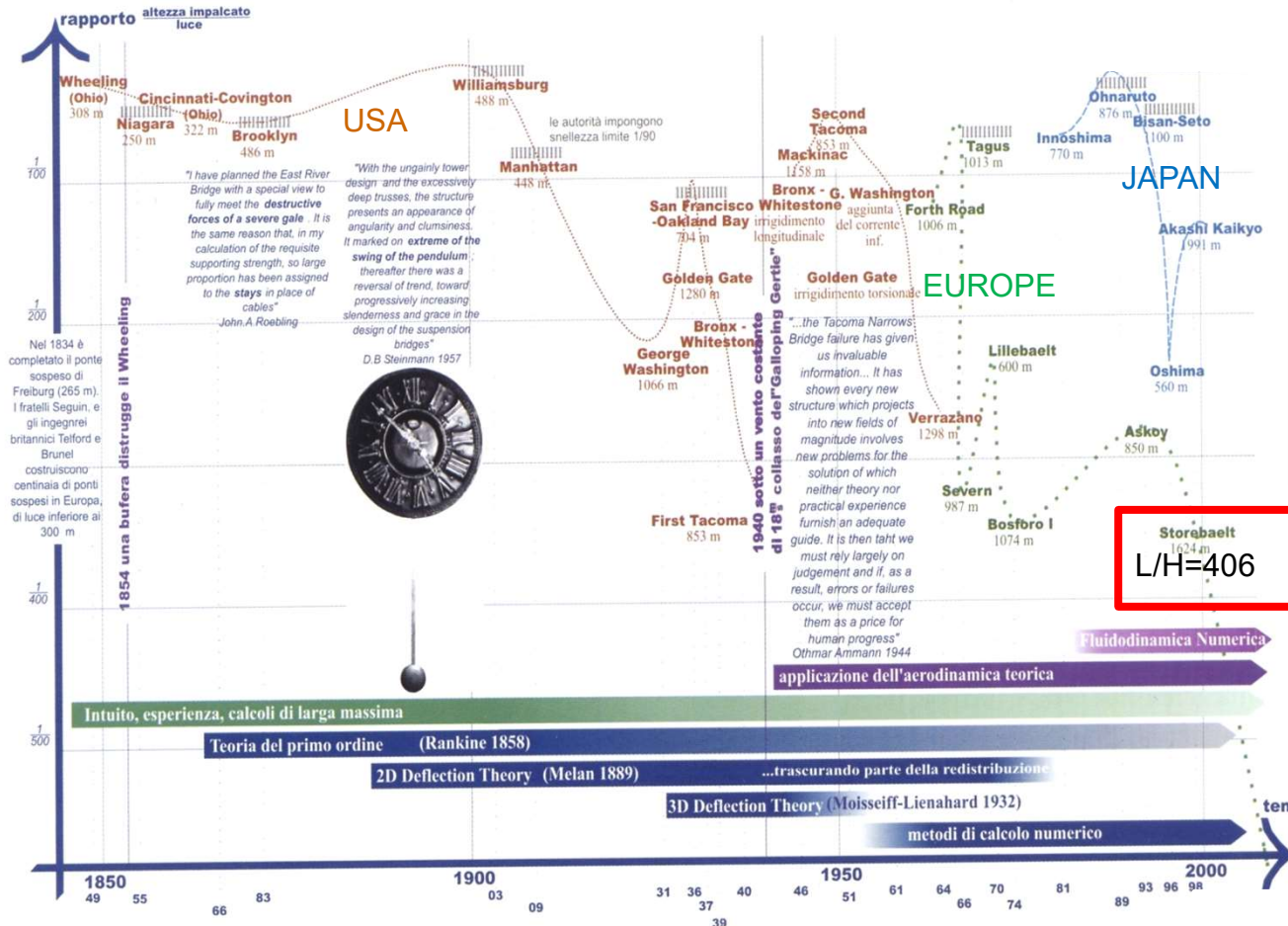
(rebuilt after 10 anni in 1950)

span=853m

$$H/L \cong 1/70$$

EVOLUTION OF THE H/L RATIO OF SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

H/L= DECK-TO-LENGTH RATIO (inverse of slenderness)



Store Belt Bridge
Jutland - Zealand
(Danimarca, 1998)

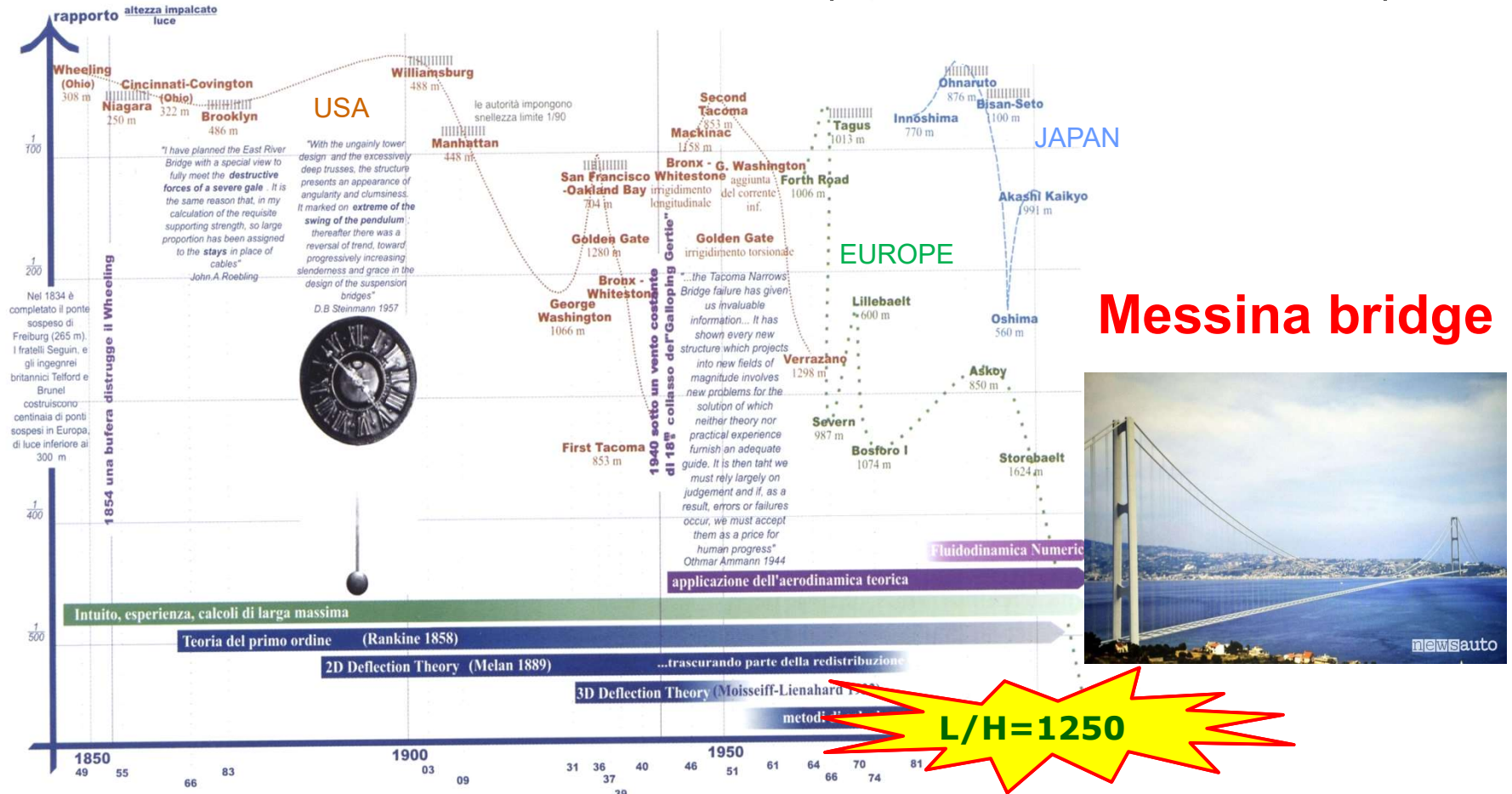
span=1624m

L/H=406

ONLY CARS, NO TRAINS

EVOLUTION OF THE H/L RATIO OF SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

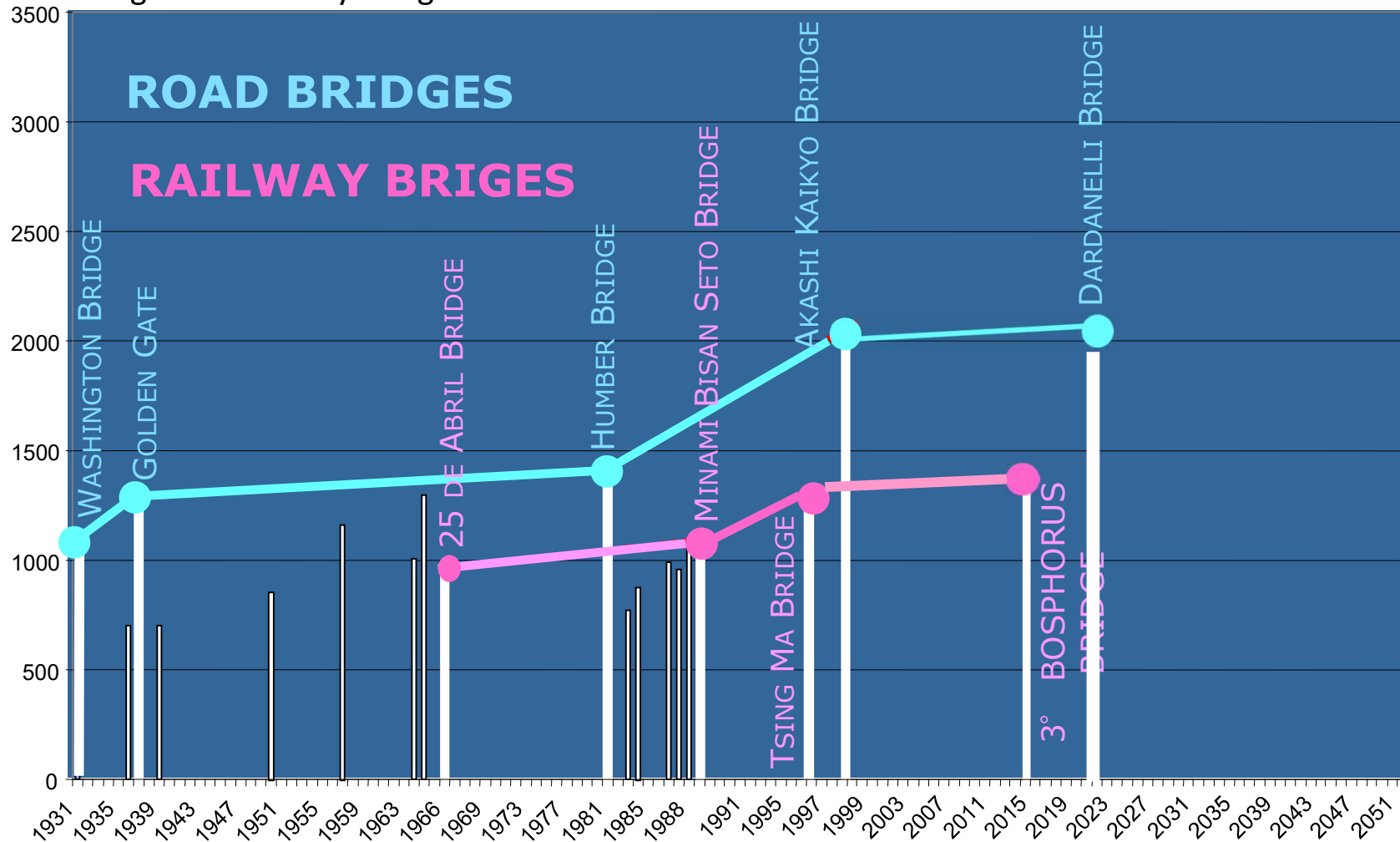
H/L= DECK-TO-LENGTH RATIO (inverse of slenderness)



The bridge of the Italian Government has L=3300 m and L/H=1250. This bridge would therefore have a span approximately two and a half times greater and a slenderness almost 5 times greater than that of the longest road and railway bridge built to date.

EVOLUTION OF SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

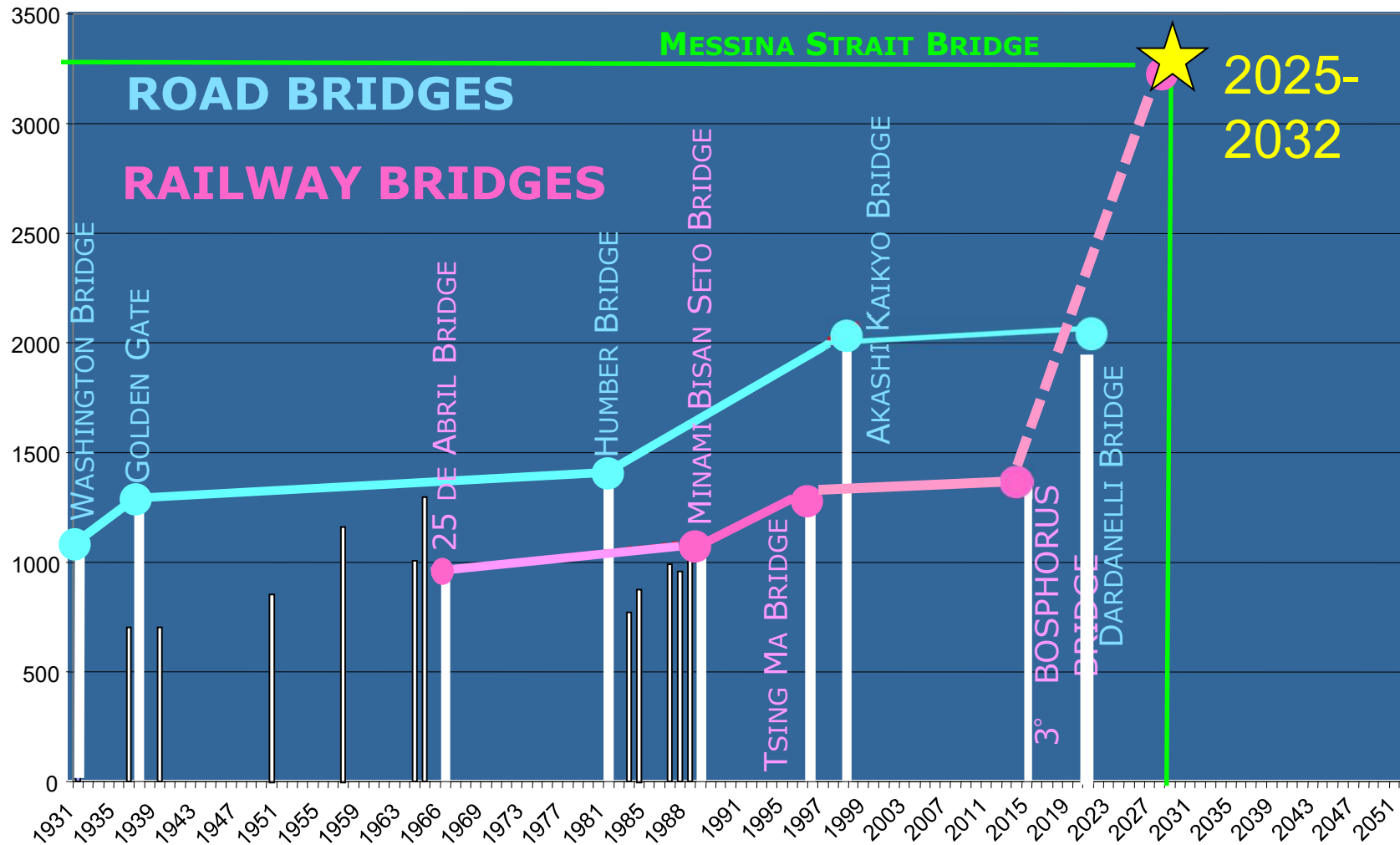
The diagram shows the growth in the span of the bridges from 1931 to today, i.e. since the kilometer of span was exceeded. Two distinct growth curves can be seen between road-only bridges and railway bridges as well.



It is observed that in recent years the growth of road bridges has stabilized at approximately 2 km, while that of railway bridges has gradually reached approximately 1.4 km.

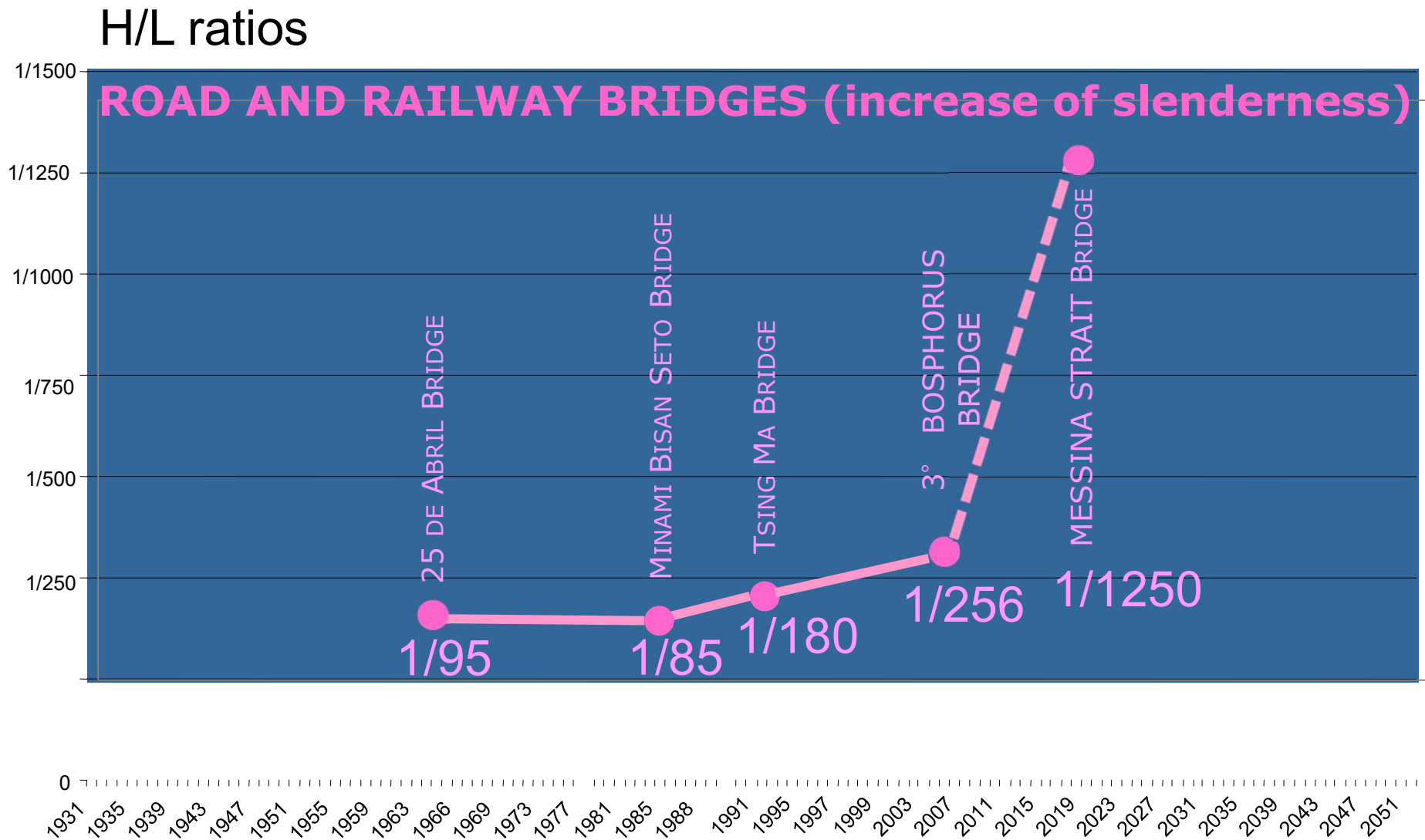
EVOLUTION OF SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD

The Minister's public promise to carry out the executive project of the bridge in 2024 and inaugurate it in 2029 would correspond to a growth that the diagram shows with a hyperbolic trend.



This type of growth never happened in the evolution of bridges, nor in the history of construction. The surge in the curve is impressive.

EVOLUTION OF SUSPENSION BRIDGES IN THE WORLD



The surge in the slenderness growth curve leads to a value almost 5 times higher than the maximum achieved so far for both road and railway bridges.

CONCLUSIVE REMARKS on the 3300 m span suspension bridge:

From a structural point of view:

- **Excessive span ($L=3300$ m)** never built for any road or railway bridge
Maximum span for railway bridge built to date $L= 1406\text{m}$ (ratio 2.35)
- **Excessive slenderness ($H/L= 1/1250$)** never created for any road or railway bridge.
Maximum slenderness for railway bridge achieved to date $H/L= 1/256$ (ratio 4.88)
- **Unnatural surge in the growth curve** of bridge span never seen in history of the evolution of the structures and not motivated by substantial changes in construction technology.

From an urban planning point of view:

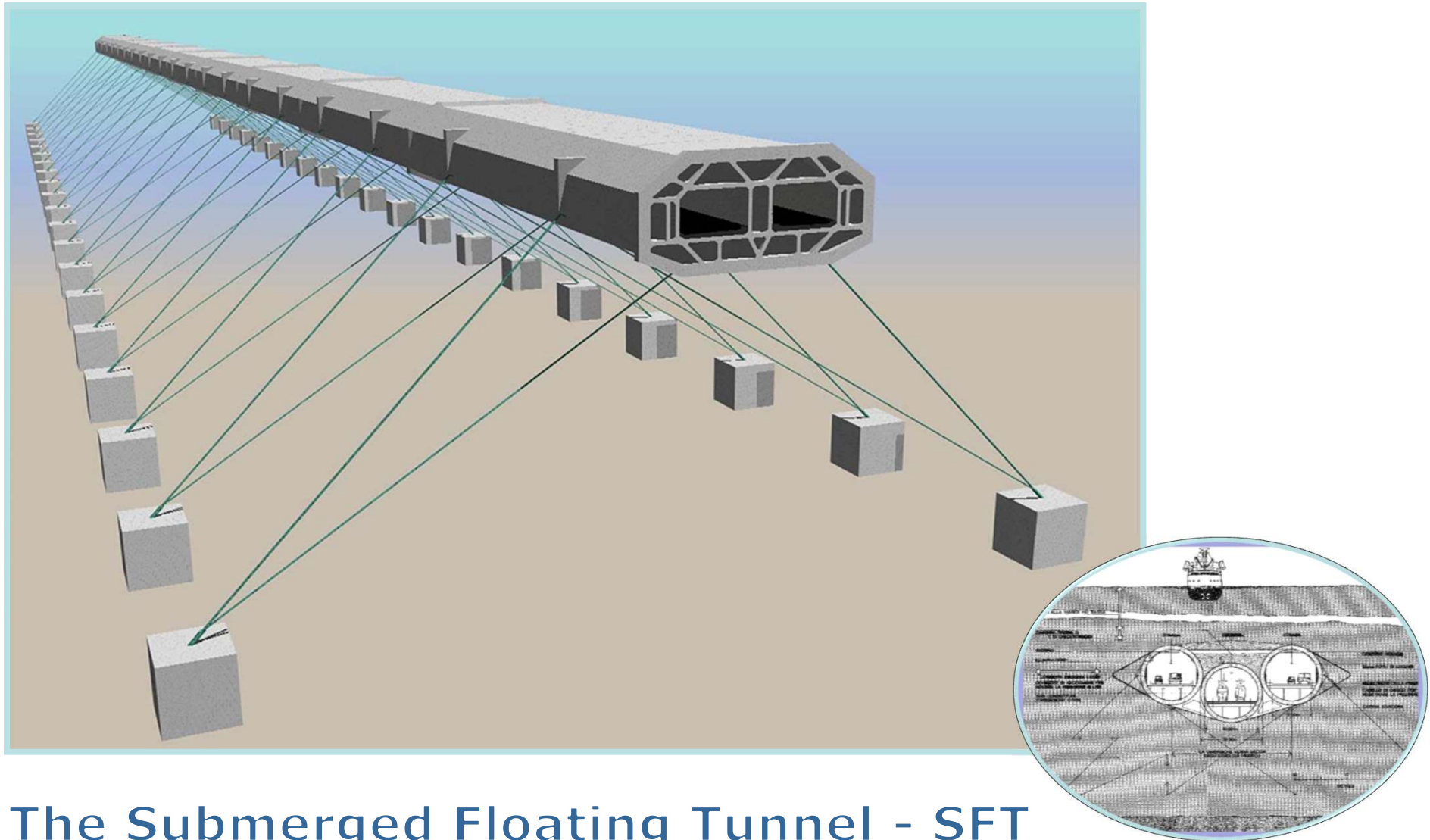
It does not respect the needs of the Metropolitan City of Reggio Calabria, Villa San Giovanni and Messina with around 800,000 inhabitants who are not served by a bridge built at the end of the Strait and which does not function as a connection between the inhabited centers.

The Archimede's Bridge

called also

Submerged Floating Tunnel - SFT

The Archimede's Bridge solution



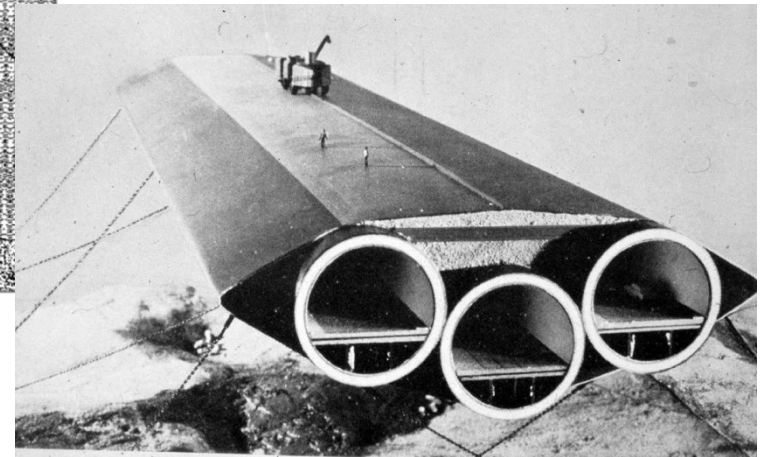
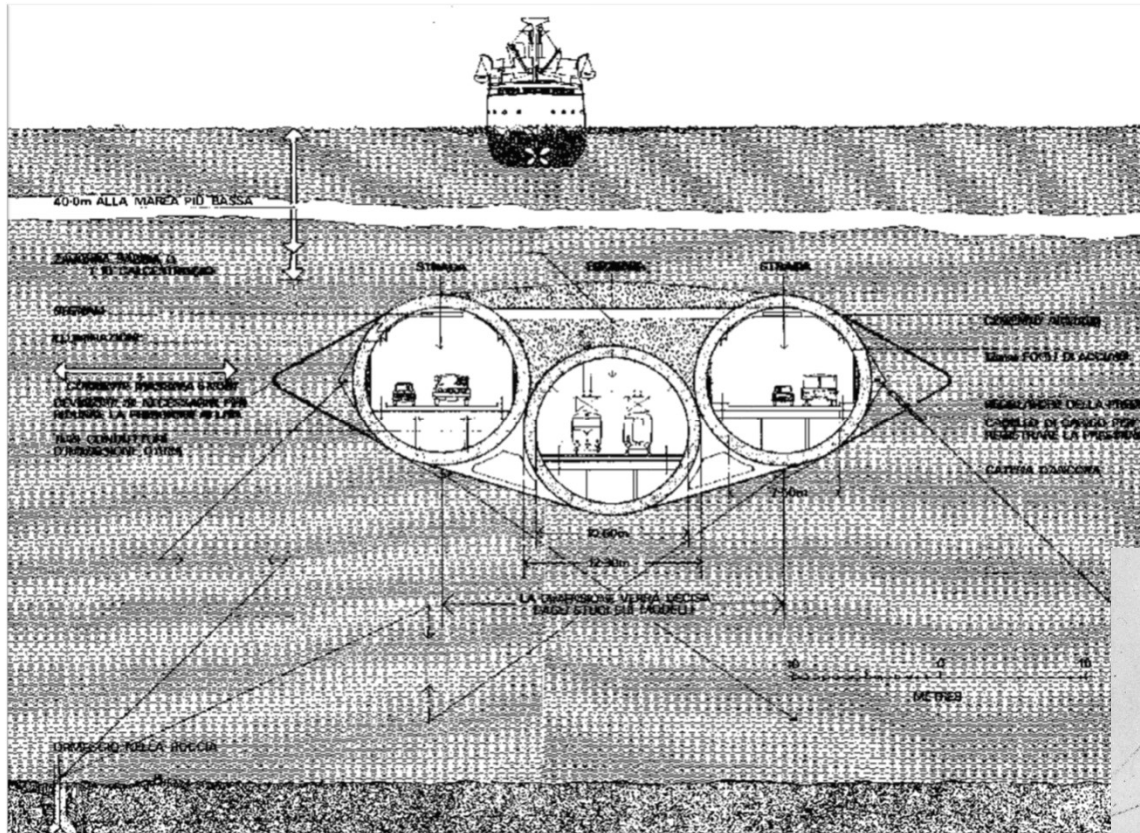
The Submerged Floating Tunnel - SFT

THE INNOVATIVE SOLUTION SFT (Alan Grant)

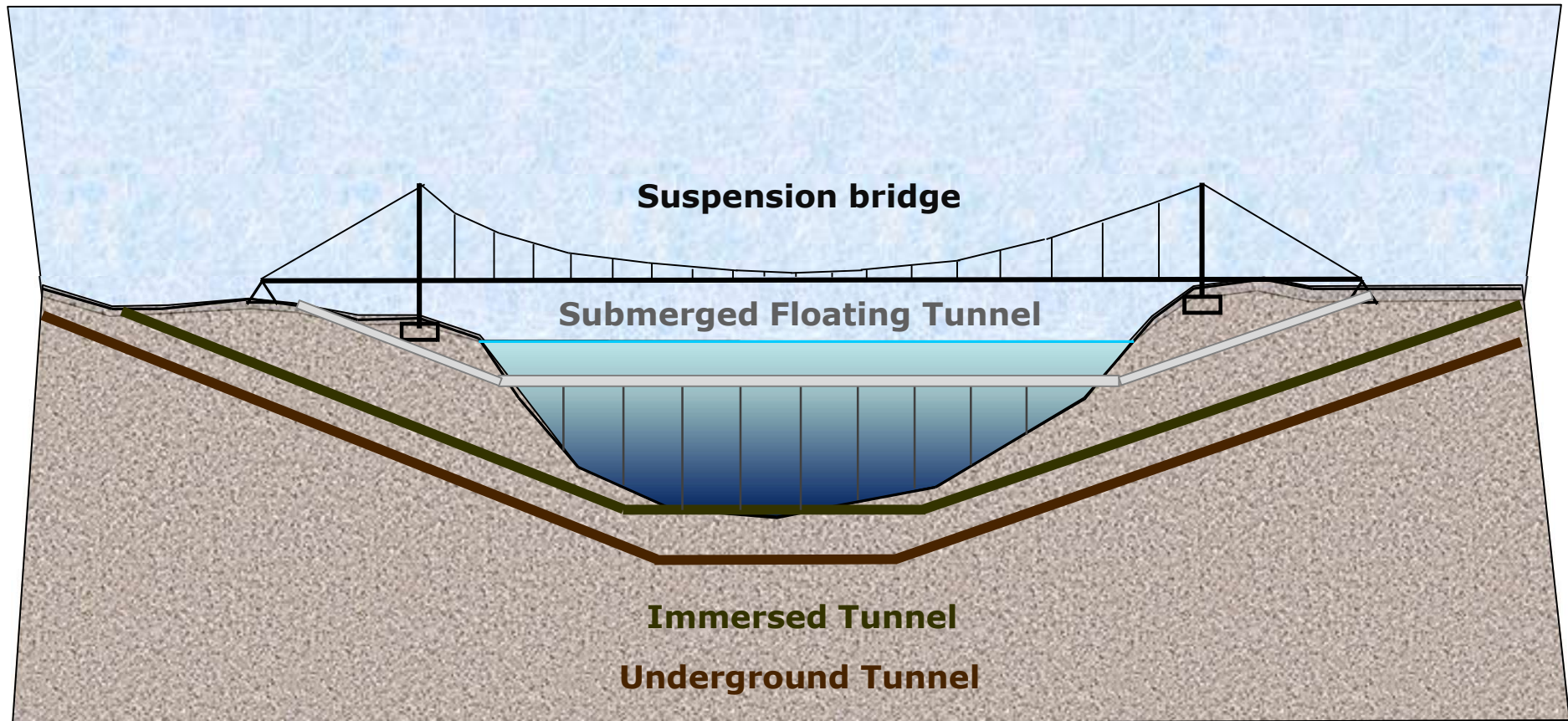
CHARACTERISTICS

3 tunnels in r.c., covered by steel shells and incorporated into an external steel careening with an hydrodynamic shape

The tunnel is retained in position by means of groups of double cables inclined and located along the axis of the tunnel at 50m interaxis



THE INNOVATIVE SOLUTION SFT

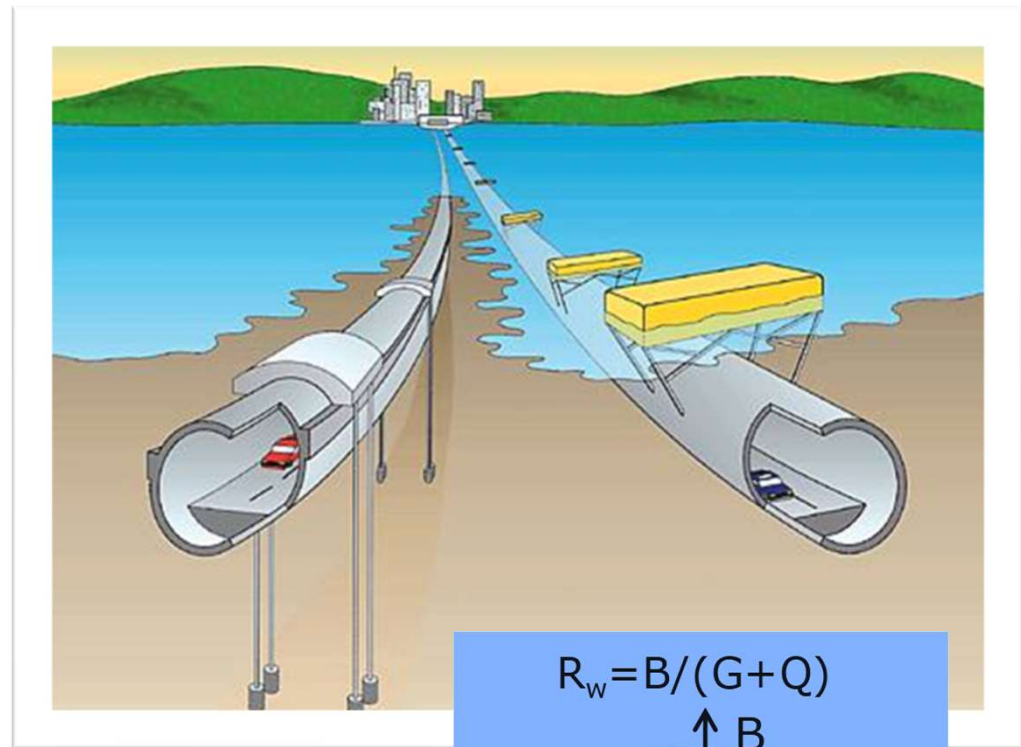


THE SFT CONCEPT: Peculiarities

It is a tubular structure, floating under the water at an immersion depth compatible with the free navigation at the surface

Permanent loads on the tunnel are dead loads DL and buoyancy, which should be larger than DL

Groups of cables or tubular rods retain the tunnel in position, anchored to the waterbed.

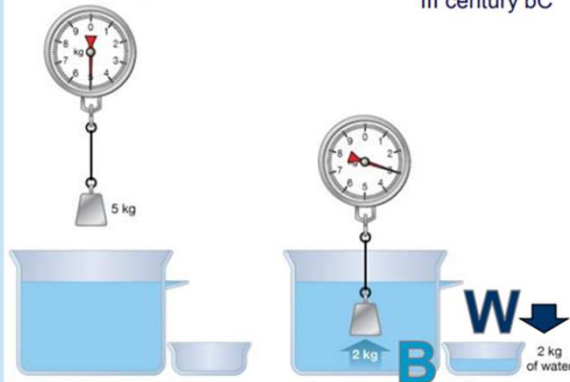


The definition

Any body completely or partially submerged in a fluid (gas or liquid) at rest is acted upon by an upward, or buoyant, force (B), whose magnitude is equal to the weight (W) of the fluid displaced by the body

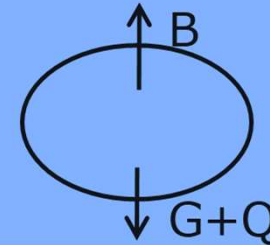
Archimedes' principle

III century bC



Buoyancy ratio

$$R_w = B / (G + Q)$$



WATER IS NO MORE CONSIDERED AS AN OBSTACLE TO BE SURPASSED
WATER CONTRIBUTES TO THE STABILITY OF THE STRUCTURE THANKS TO
BUOYANCY ACTING ON THE STRUCTURE ITSELF

THE SFT CONCEPT: Structural features

PECULIAR LOAD CONDITIONS

Dead loads: buoyancy, hydrostatic pressure

Service loads: traffic, ballast

Environmental loads: current, waves, tsunami, seism, thermal variations, limescale, encrustations

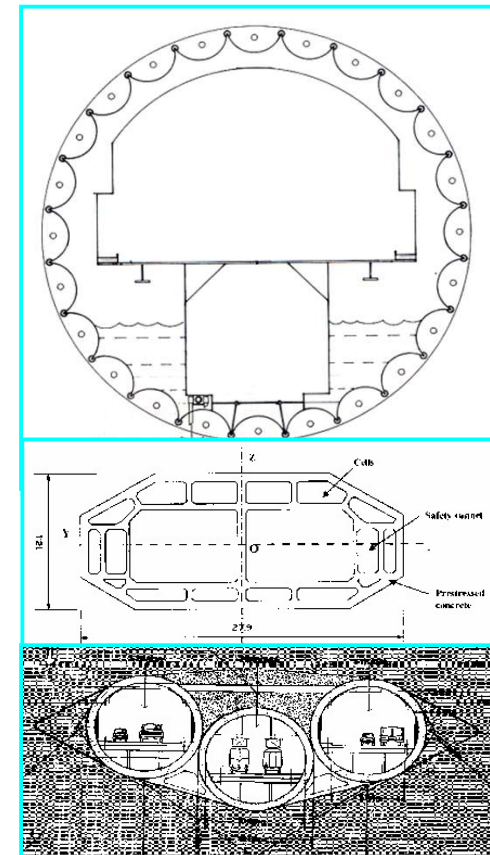
Accidental actions: fires, explosions, infiltrations, collisions

CROSS SECTION

The size and the internal distribution are determined by static and functional requirements:

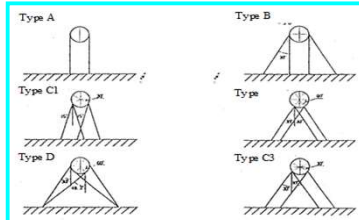
- Size of infrastructures
- Buoyancy ratio
- Strength and stiffness properties
- Watertighting

Elongated (elliptical, polygonal) shapes guarantee a better behaviour against hydrodynamic actions than the circular shapes



THE SFT CONCEPT: Structural features

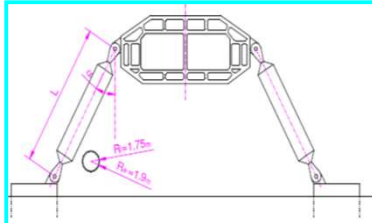
ANCHORAGE SYSTEMS



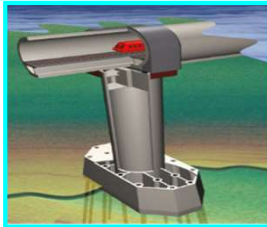
Cables (or slender rods) in tension:
They can have different configurations



Surface pontoons:
Flexible system; it can be used just in favourable environmental conditions.



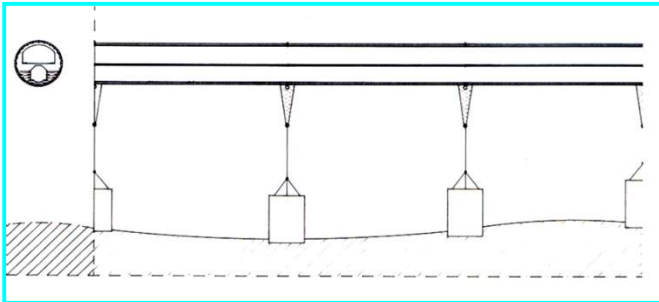
Rigid members:
They can be subjected to higher levels of stresses due to bi-axial bending caused by horizontal actions



Pier:
Reliable solution just for limited depths due to difficulties of construction and installation

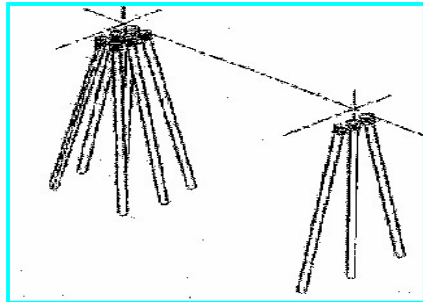
THE SFT CONCEPT: Structural features

FOUNDATIONS



Gravity foundations:

They balance the actions transferred by anchorages through the dead load



Pier foundations:

They resist the tension through the lateral friction at the ground contact. They can be coupled with the previous ones.



Pneumatic watertight vacuum caisson:

They resist the tension, creating the vacuum into the caisson through aspiration

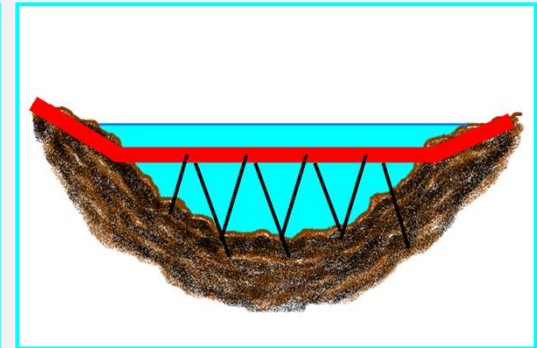
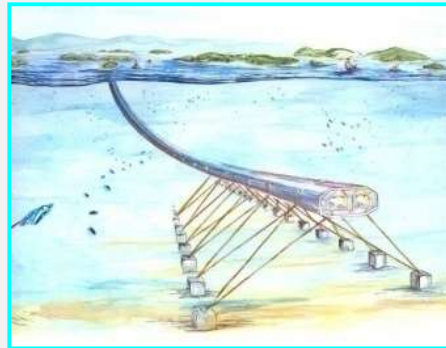
SFT
vs
Traditional Solutions

SFT vs TRADITIONAL SOLUTIONS

SFT ADVANTAGES

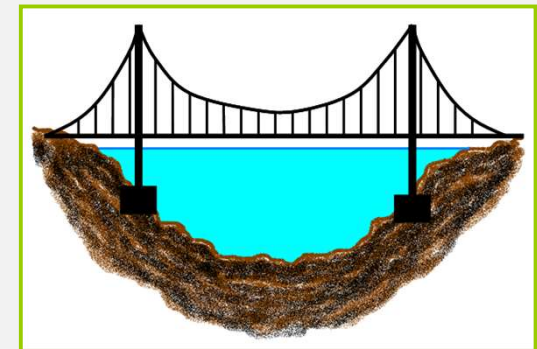
- ✓ No visual impact
- ✓ Reduced environmental impact at the surface
- ✓ No interference with the surface traffic
- ✓ Ideal for long span crossing
- ✓ Constant cost per unit length
- ✓ Stable in all the construction phases

SUBMERGED FLOATING TUNNEL



VS

SUSPENSION AND CABLE STAYED BRIDGES

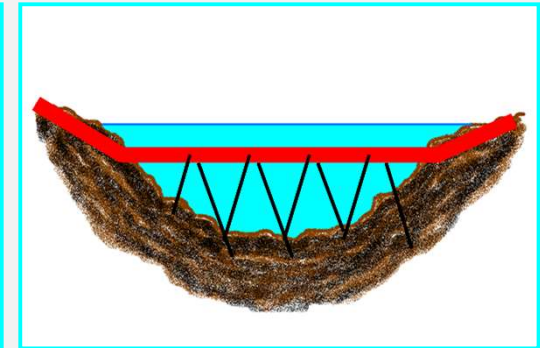
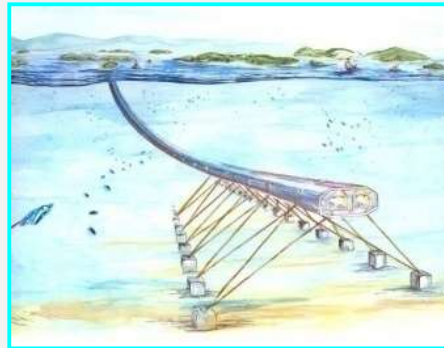


SFT vs TRADITIONAL SOLUTIONS

SFT ADVANTAGES

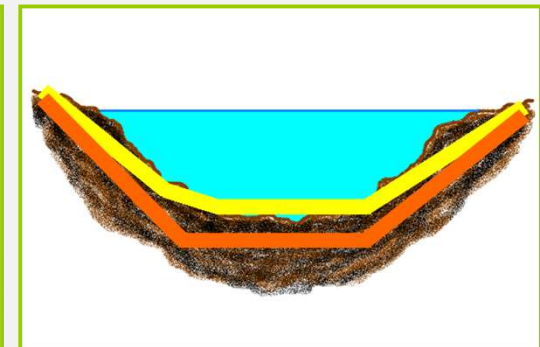
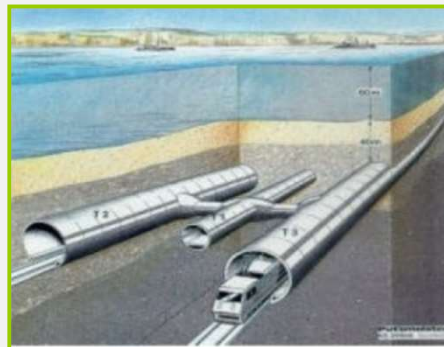
- ✓ Minor influence of the seabed profile
- ✓ Reduced slope and length of the entrance ramps
- ✓ Reduced energetic consumption and gas emission of vehicles
- ✓ Minor problems related to seismic faults presence

SUBMERGED FLOATING TUNNEL



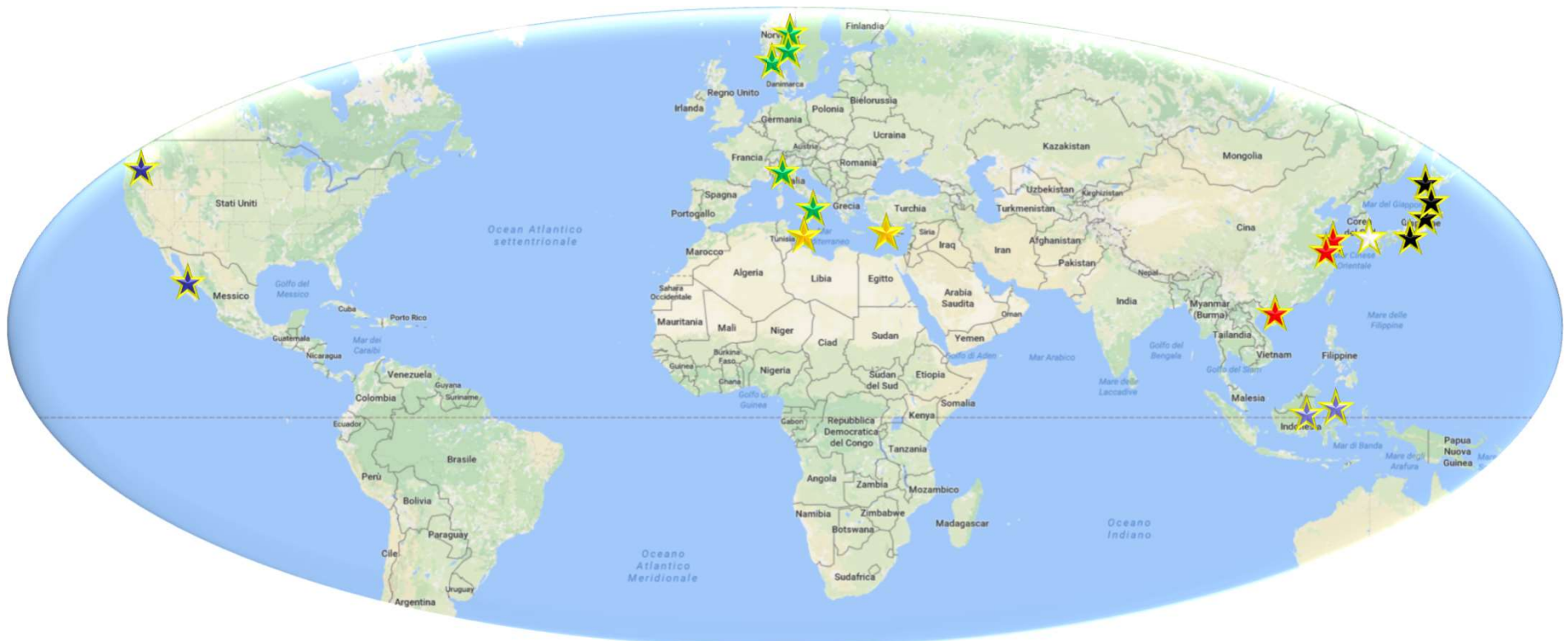
VS

UNDERGROUND AND IMMERSED TUNNELS



History of the Archimede's Bridge (SFT)

EXISTING FEASIBILITY STUDIES



 **USA**
MEXICO

 **ITALIA**
NORVEGIA
SVIZZERA



 **TURCHIA**

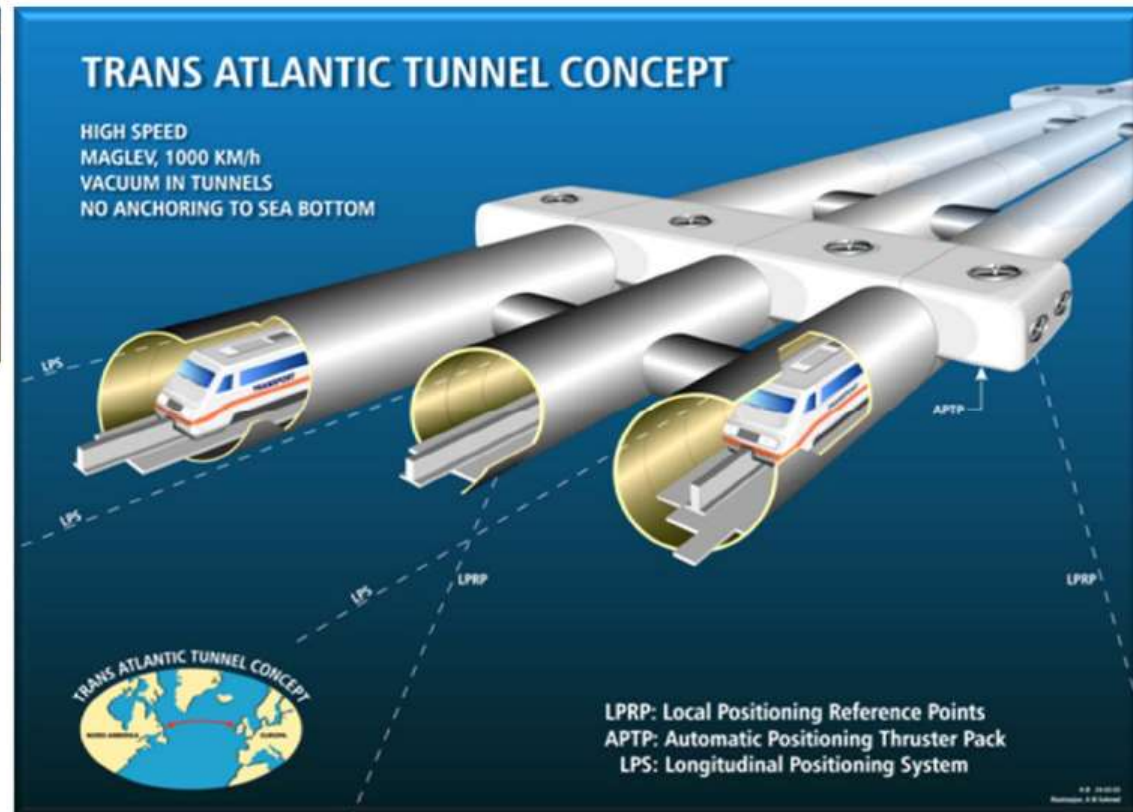

INDONESIA
CINA

 **COREA DEL SUD**

 **GIAPPONE**

SUBMERGED FLOATING TUNNEL: AN INNOVATIVE SOLUTION FOR WATERWAY CROSSINGS

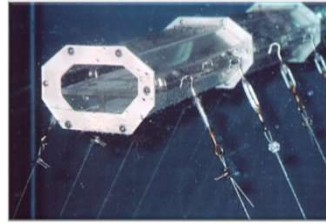
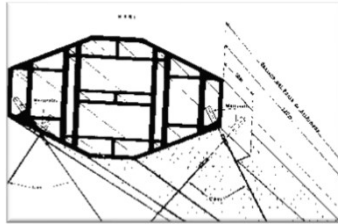
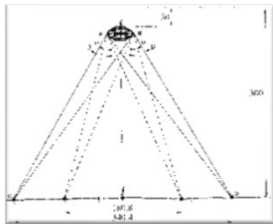
TRANSATLANTIC UTOPIA



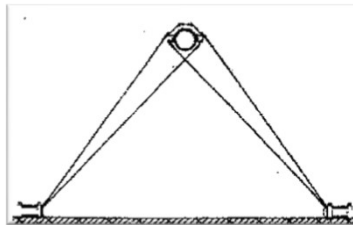
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



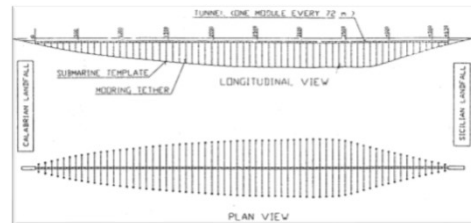
ITALY –MESSINA STRAIT



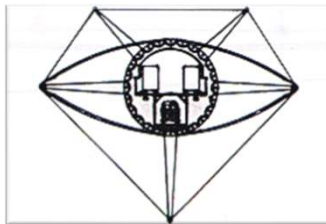
1984 - Ponte di Archimede S.p.A.
Octagonal cross section in prestressed concrete



1989 - ATI-SSST:
3 tunnels with a sandwich steel-concrete-steel cross section



1996 - Consortium ENI:
Circular cross section in steel-concrete-steel



1996 - Sirprogetti:
Internal tube in steel and external careening in steel

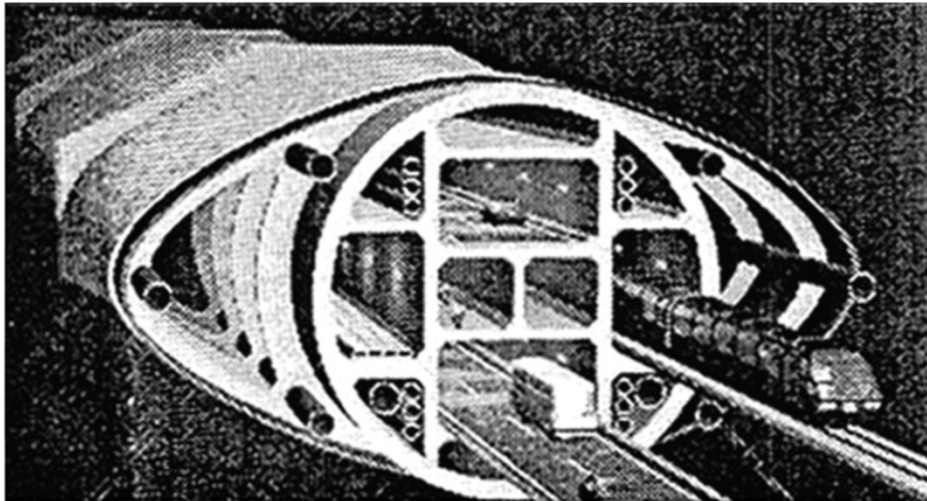
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



OTHER INTERNATIONAL STUDIES



JAPAN



1996 - North route:

Internal structure in r.c., external structure in steel

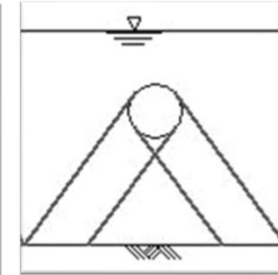
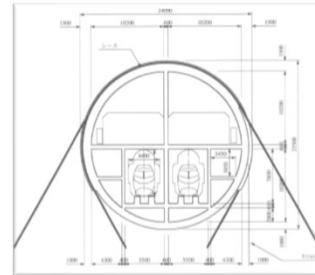
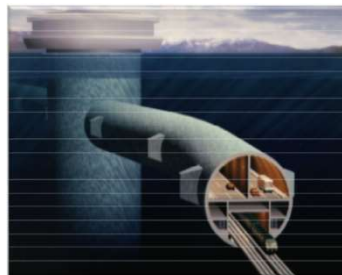
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



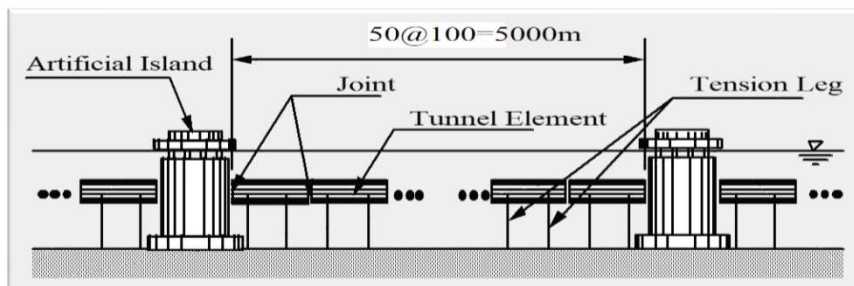
OTHER INTERNATIONAL STUDIES



JAPAN



1996 - Funka Bay



Internal structure in r.c. with 23m diameter;
External structure mixed in ligthen concrete and
steel sheet

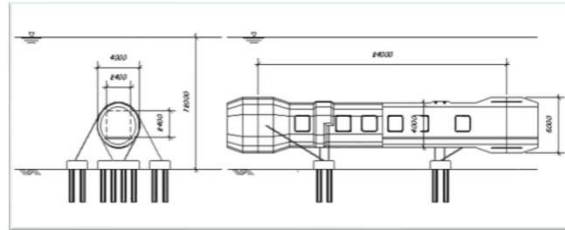
STUDI DI FATTIBILITÀ ESISTENTI



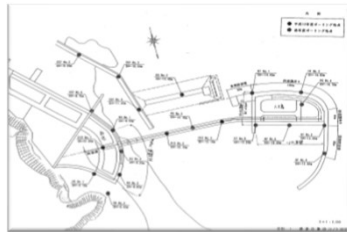
ALTRI STUDI INTERNAZIONALI



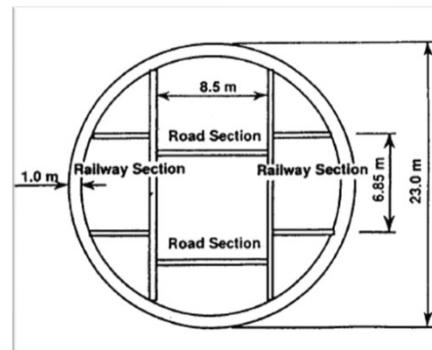
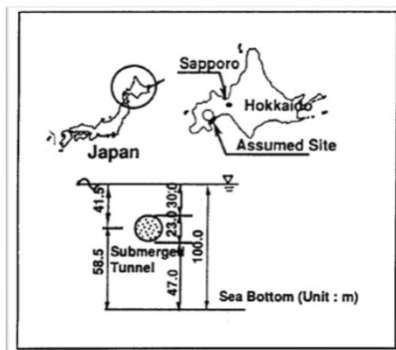
GIAPPONE



Daikokuji:
Luce 120m;
Profondità dell'acqua 12m;
passaggio pedonale,
osservatorio subacqueo



Oinaoshi:
Luce 300m;
Profondità dell'acqua 15m;
2 corsie per automobili, Passaggio
pedonale, Osservatorio subacqueo



Uchiura Bay

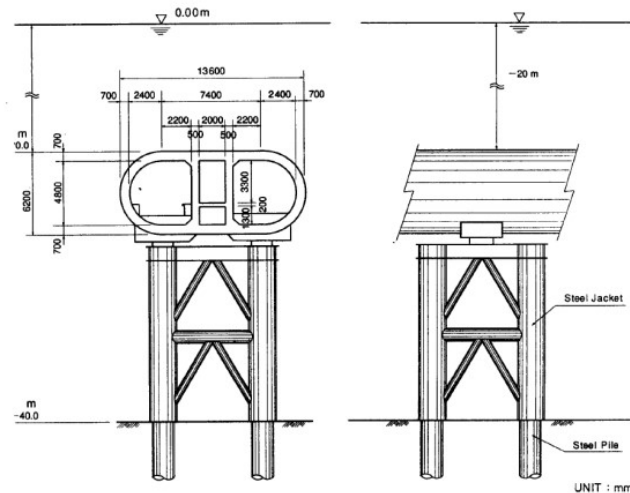
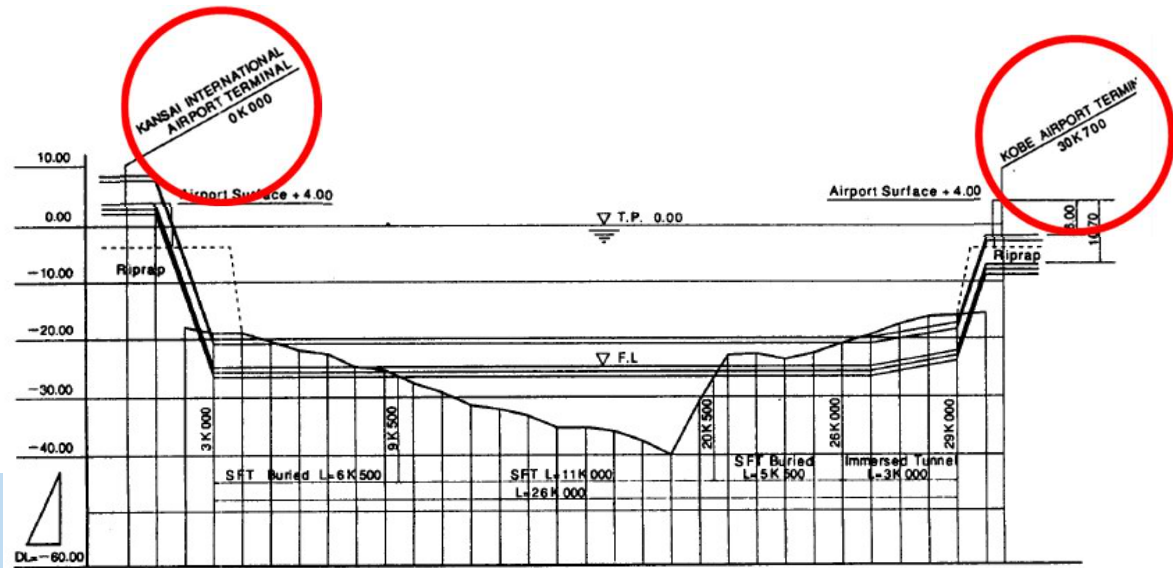
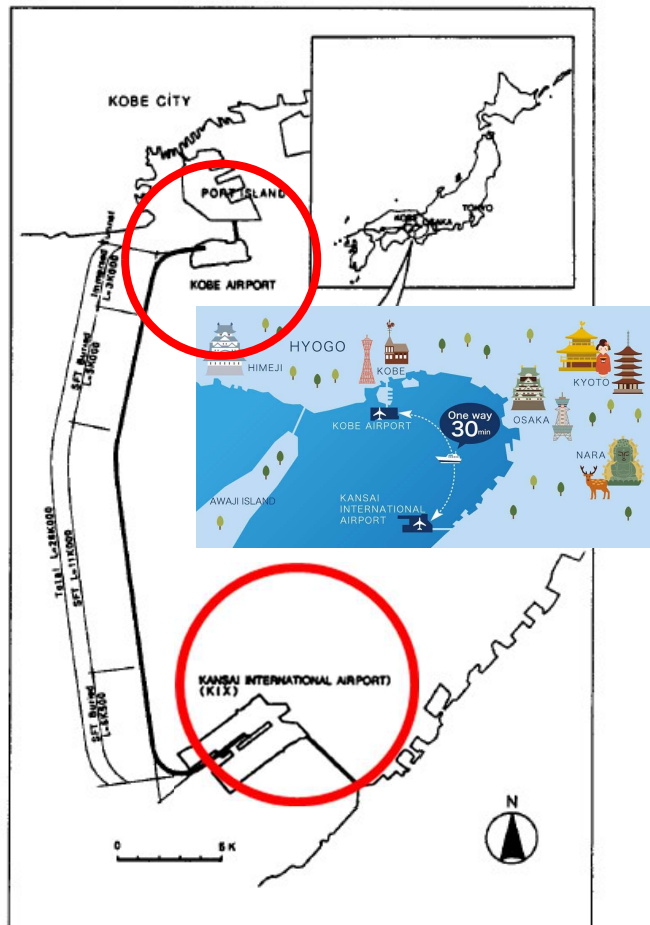
STUDI DI FATTIBILITÀ ESISTENTI



ALTRI STUDI INTERNAZIONALI



GIAPPONE



Osaka Bay

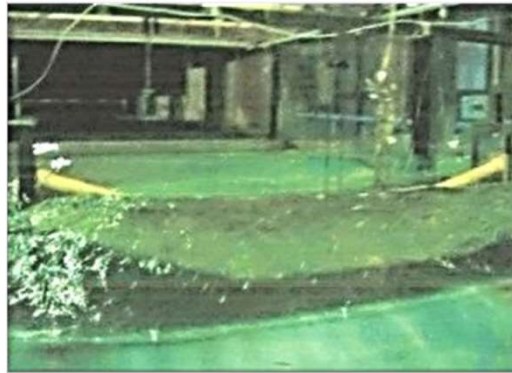
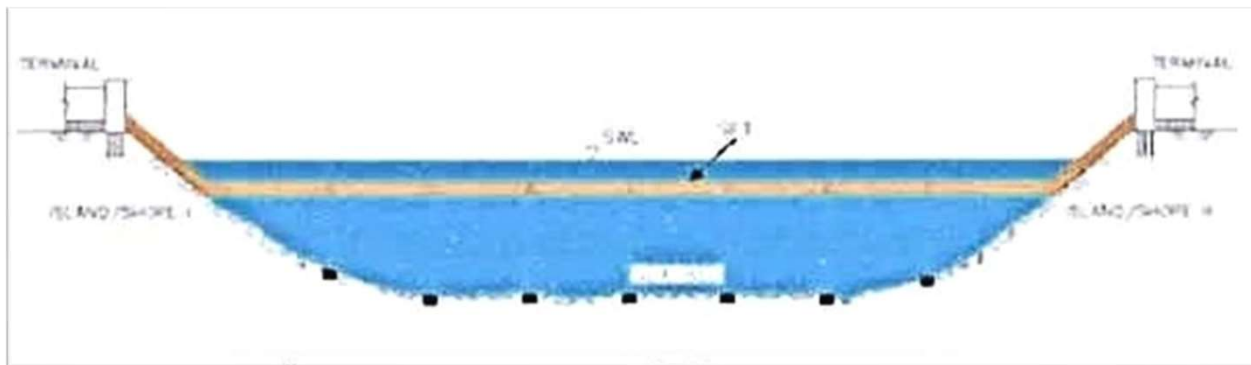
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



OTHER INTERNATIONAL STUDIES



INDONESIA



2015

Oil and gas underwater
pipelines

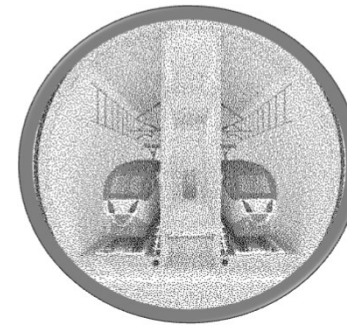
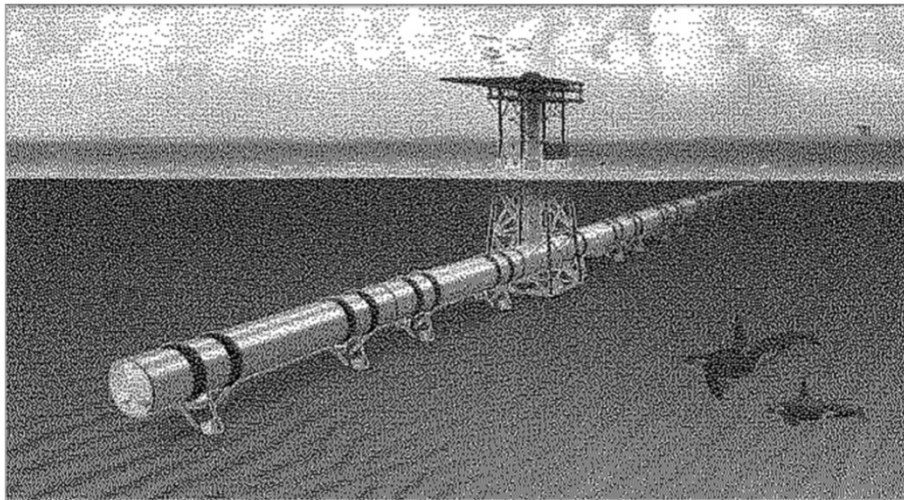
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



OTHER INTERNATIONAL STUDIES

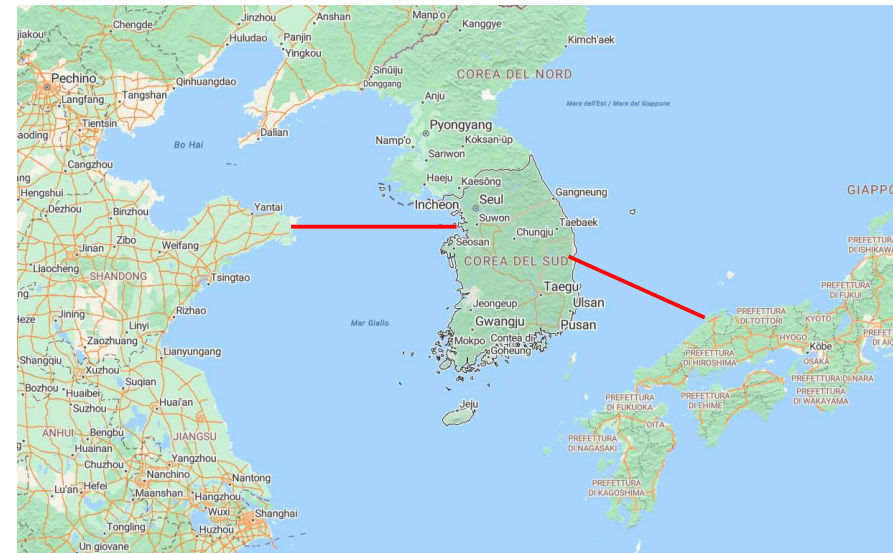
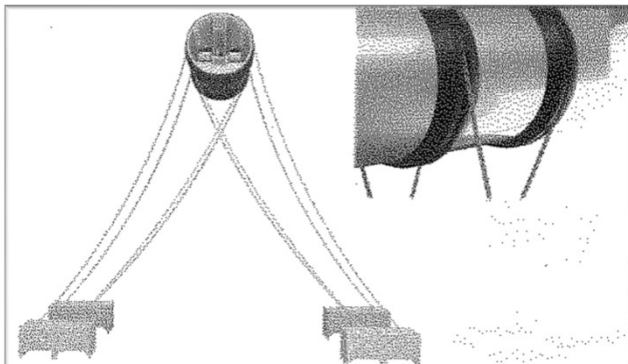


SOUTH KOREA



2012

Railway connection
between China and
Japan (300 km)



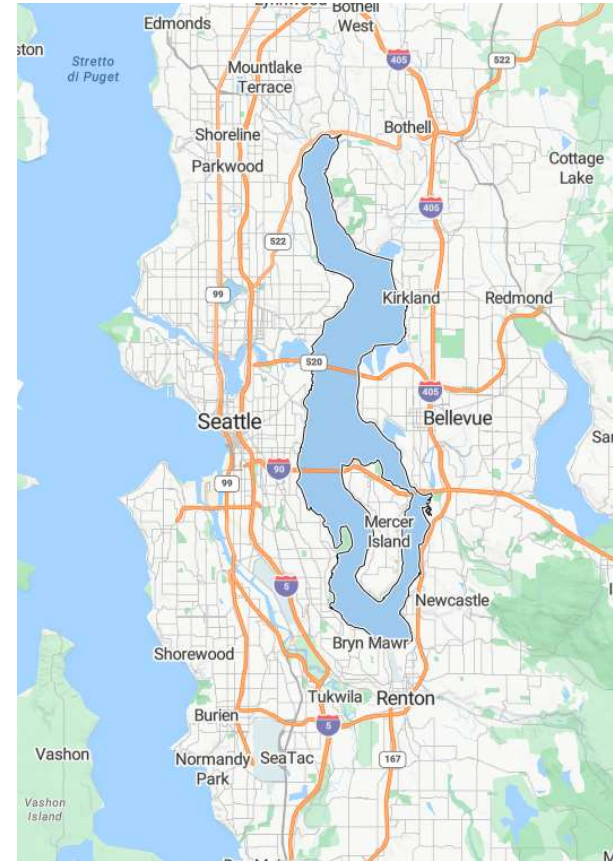
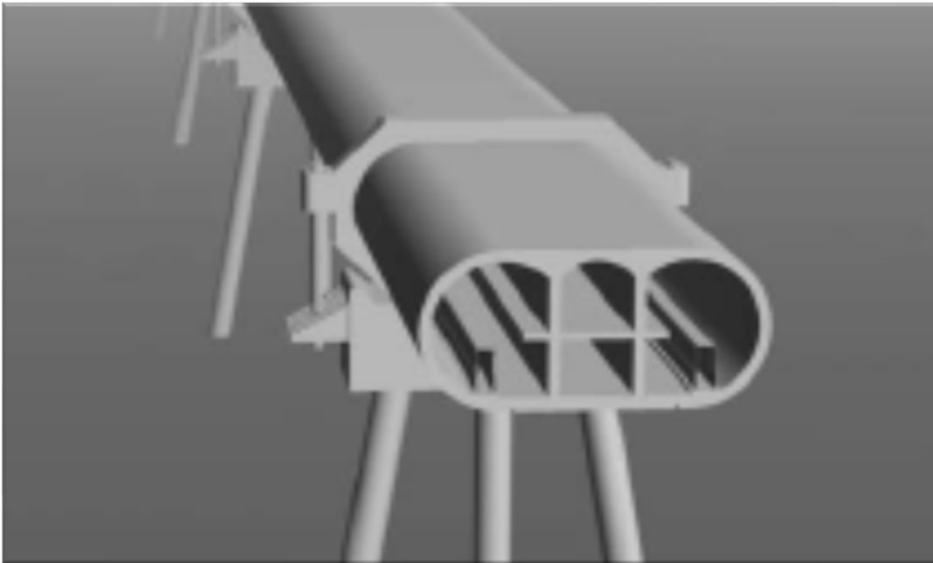
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



OTHER INTERNATIONAL STUDIES



USA



2001 – Washington Lake
Elliptical cross section, rigid pier

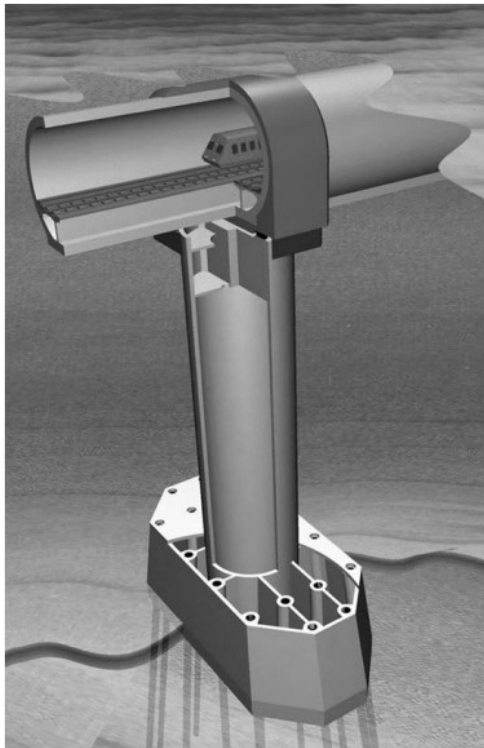
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



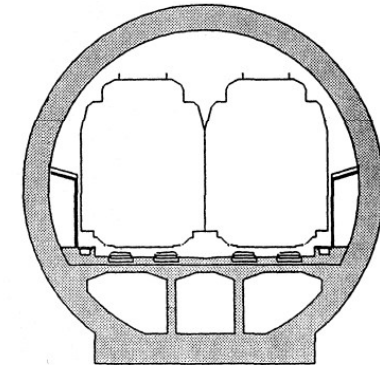
OTHER INTERNATIONAL STUDIES



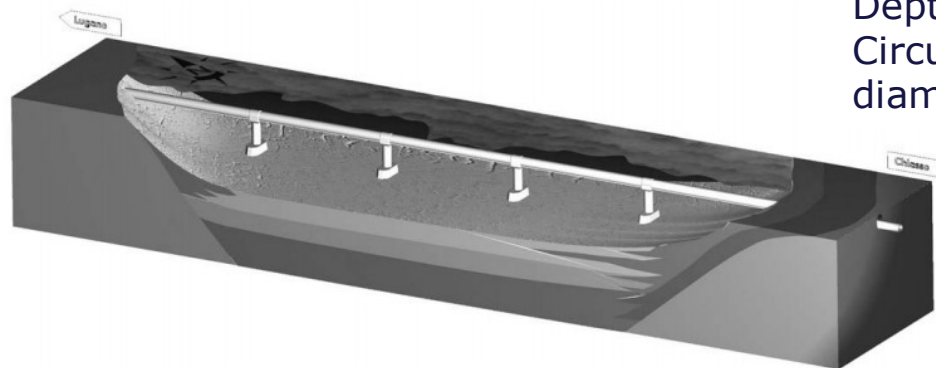
SWITZERLAND



2001 – Lugano lake



Span: 186m
Depth: 70m
Circular cross-section:
diameter 16.6m

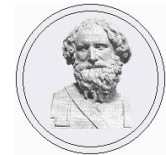


Haugerud S. A., Olsen T. O., Muttoni A., (2001).
The Lake Lugano Crossing-Technical Solutions.

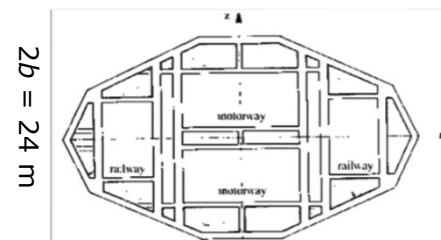
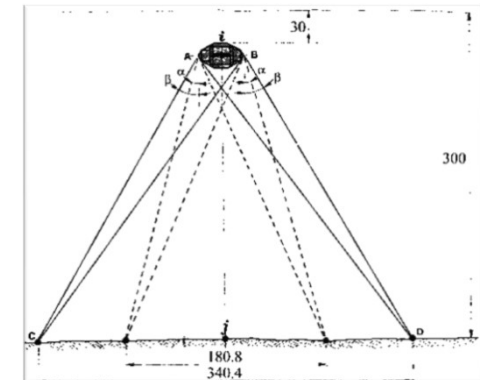
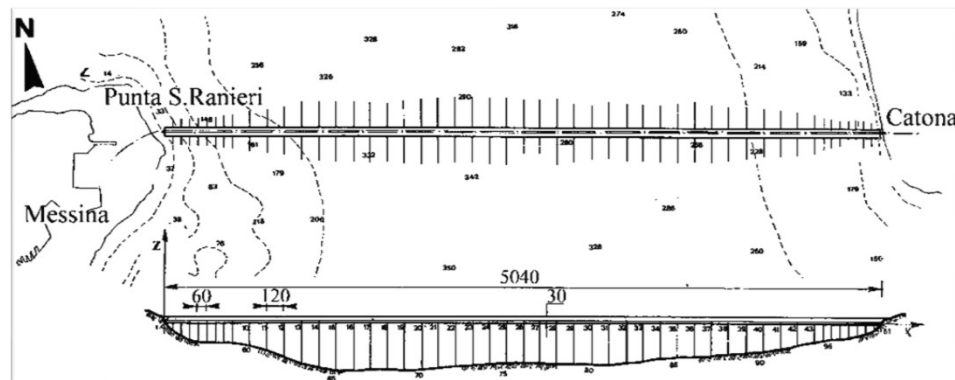
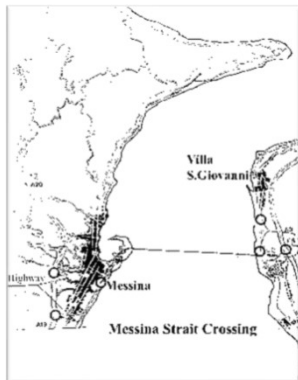
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



PARTNERSHIP BETWEEN THE UNIVERSITY OF NAPLES
FEDERICO II AND THE PONTE DI ARCHIMEDE
INTERNATIONAL S.P.A. COMPANY



ITALY – MESSINA STRAIT



$2b = 24 \text{ m}$

$2a = 42.5 \text{ m}$

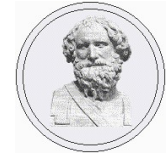
2000

Verification of the
1984 R.I.N.A. design

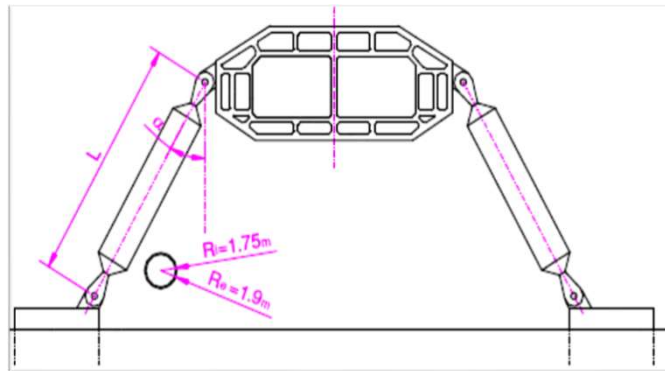
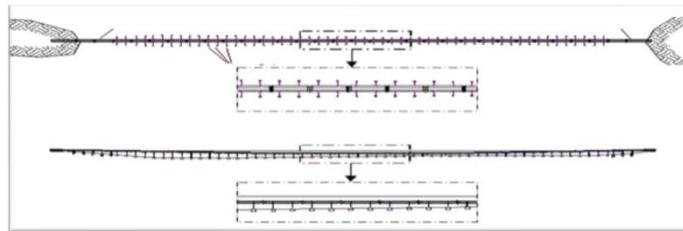
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



PARTNERSHIP BETWEEN THE UNIVERSITY OF NAPLES
FEDERICO II AND THE PONTE DI ARCHIMEDE
INTERNATIONAL S.P.A. COMPANY



CHINA

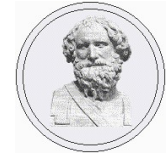


2001 – Jintang
with the Beijing Academy
of Science

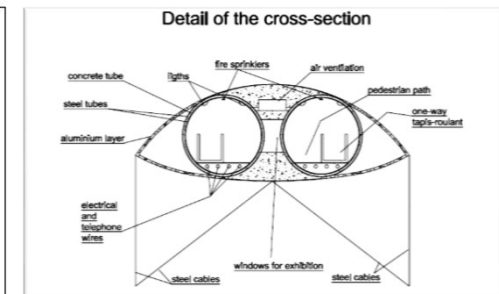
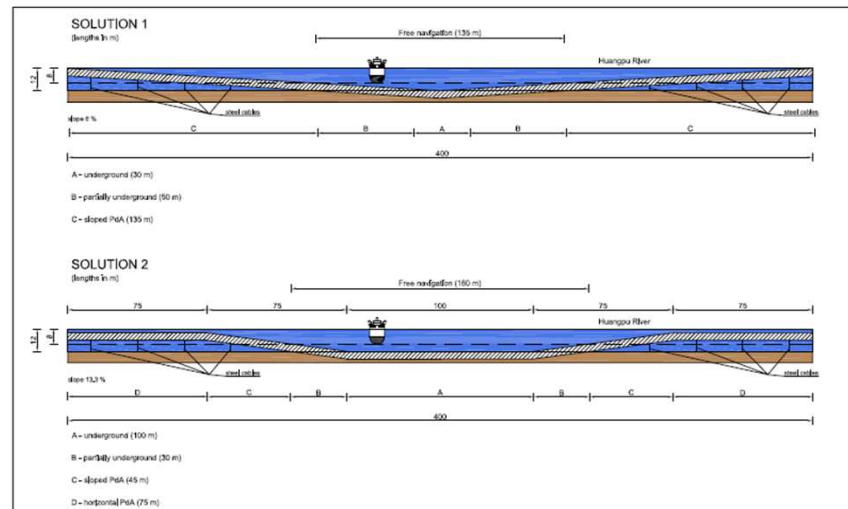
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



PARTNERSHIP BETWEEN THE UNIVERSITY OF NAPLES
FEDERICO II AND THE PONTE DI ARCHIMEDE
INTERNATIONAL S.P.A. COMPANY



CHINA

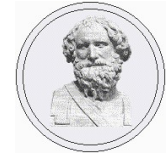


2008 – Shanghai
Expo 2010 area

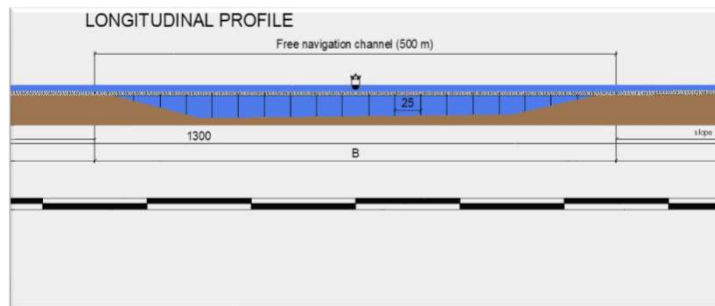
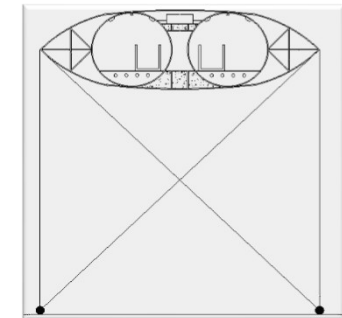
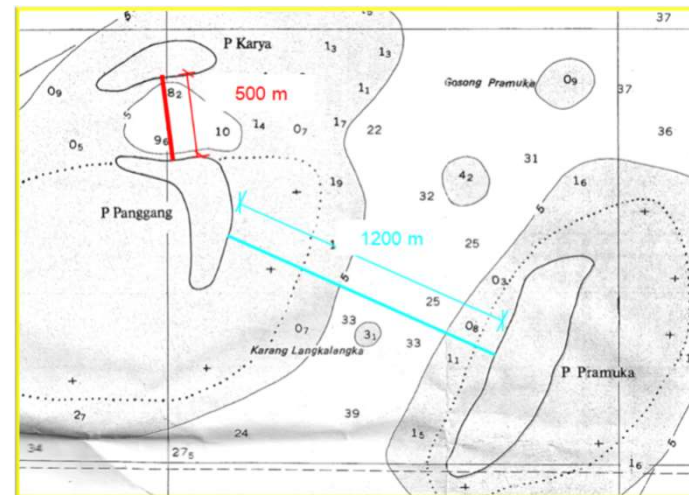
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



PARTNERSHIP BETWEEN THE UNIVERSITY OF NAPLES
FEDERICO II AND THE PONTE DI ARCHIMEDE
INTERNATIONAL S.P.A. COMPANY



INDONESIA



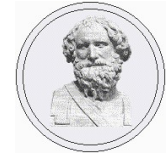
2009

Pulau Seribu Islands

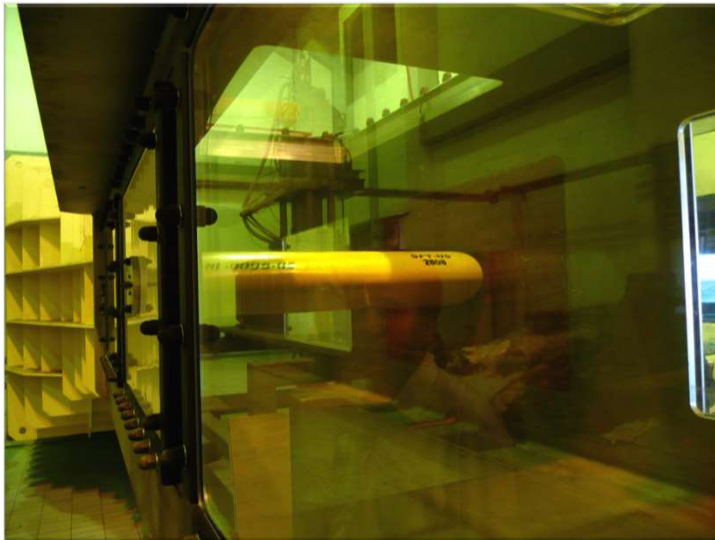
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



PARTNERSHIP BETWEEN THE UNIVERSITY OF NAPLES
FEDERICO II AND THE PONTE DI ARCHIMEDE
INTERNATIONAL S.P.A. COMPANY



INDONESIA



2009 Surabaya

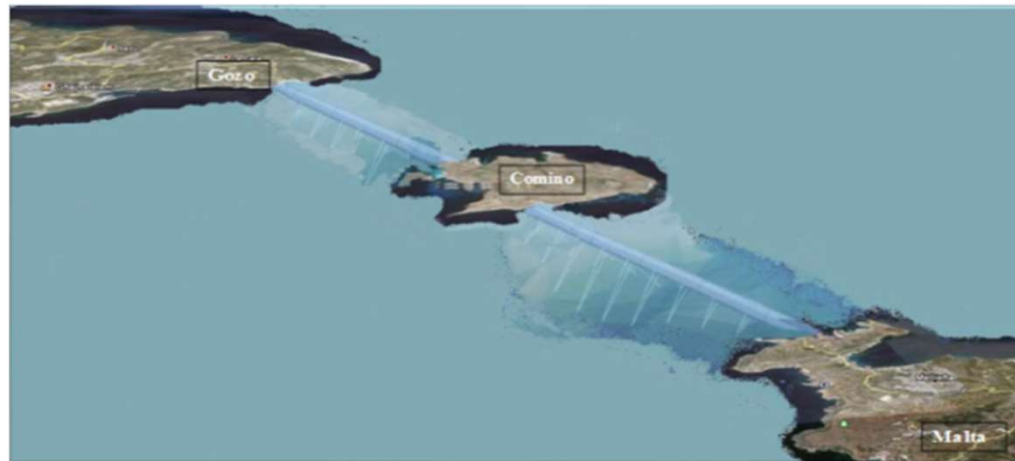
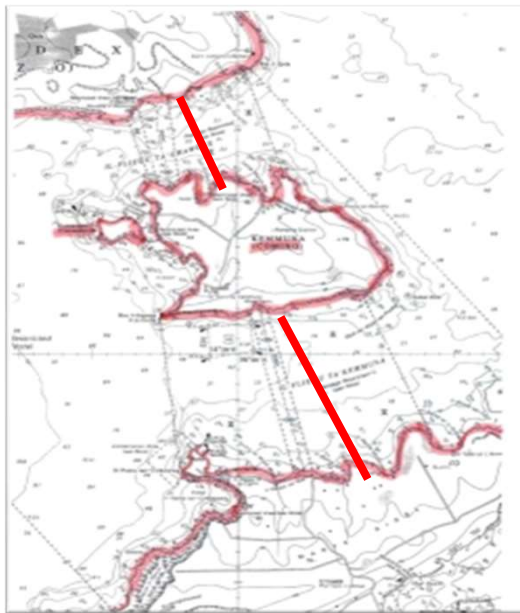
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



PARTNERSHIP BETWEEN THE UNIVERSITY OF NAPLES
FEDERICO II AND THE PONTE DI ARCHIMEDE
INTERNATIONAL S.P.A. COMPANY



MALTA



2011

Stable connection Malta-Comino-Gozo

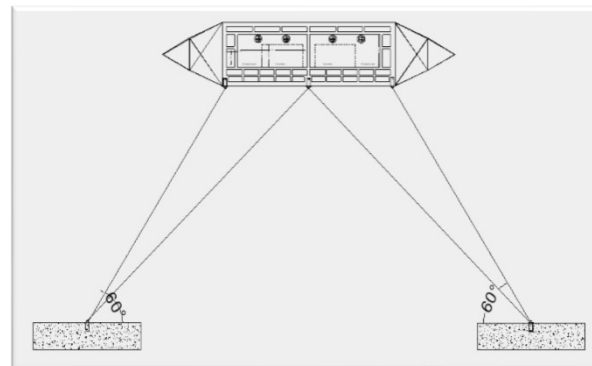
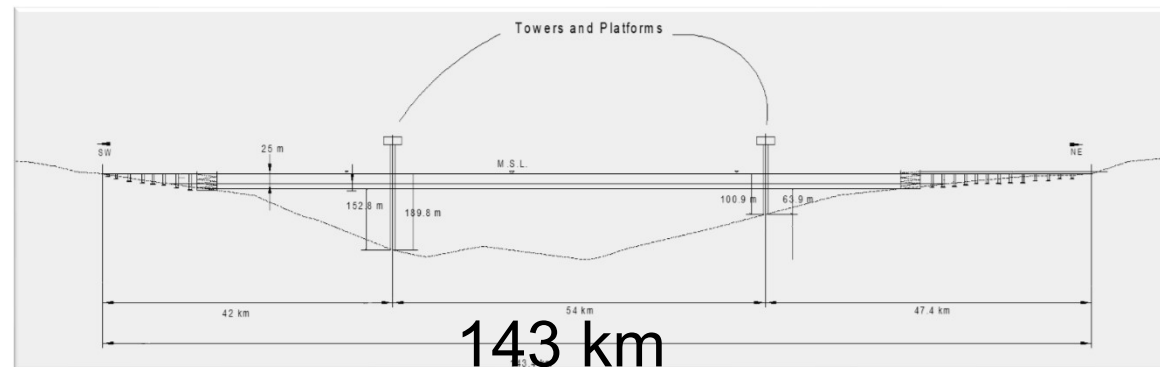
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



OTHER PARTNERSHIPS OF THE UNIVERSITY OF
NAPLES FEDERICO II



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



2013 - Baja California Gulf
Master thesis

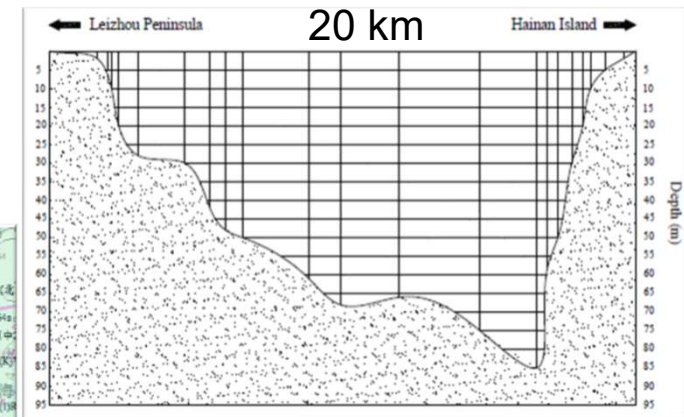
EXISTING FEASIBILITY STUDIES



OTHER PARTNERSHIPS OF THE UNIVERSITY OF
NAPLES FEDERICO II



CHONGQING JIAOTONG UNIVERSITY, PR CHINA



2016
Hainan Island
PhD thesis

 **THE NORWAY**



EXISTING FEASIBILITY STUDIES

1996 Høgsfjord



Partnership with the University of Naples Federico II



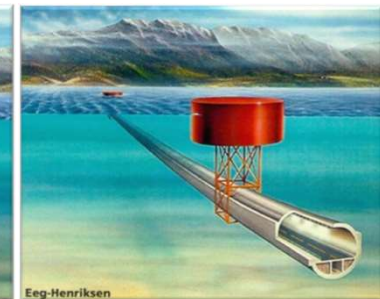
Norwegian Contractors



Selmer Furuholmen

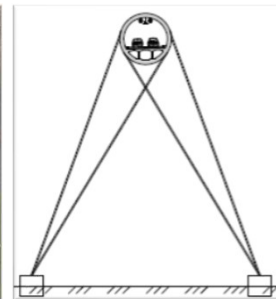
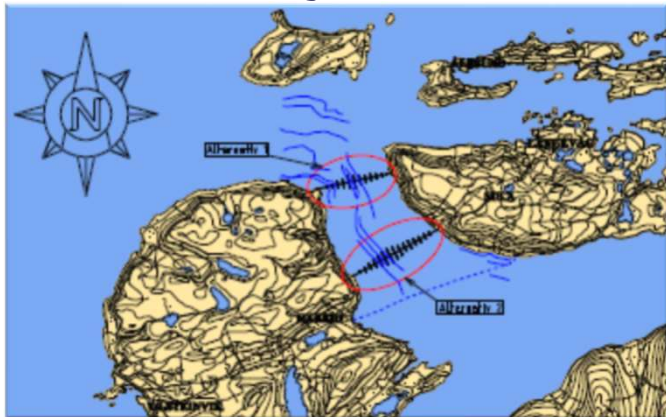


Kværner Rosenberg



Eeg-Henriksen

2009 Sulafjord



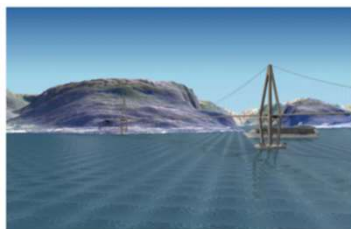
4200m,
Cables
interaxis
250m



THE CASE OF THE ROUTE E39

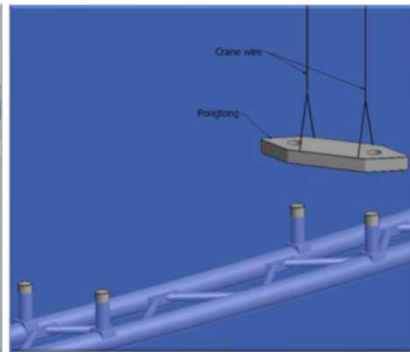
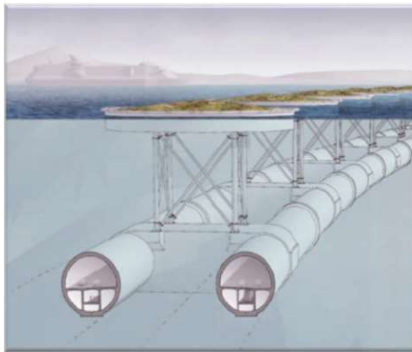
CROSSING FEATURES

- ❑ 1100 km roadways «through fjords»
- ❑ Present travel time: 21-22 hours
- ❑ Expected travel time with the E39: 12-13 hours
- ❑ High depths (often larger than 1000m)
- ❑ Not significant seismic actions: waves screened by islands
- ❑ Problems:
wind, currents, navigation, protect environment ...

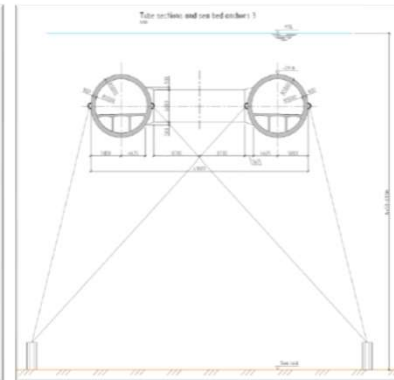
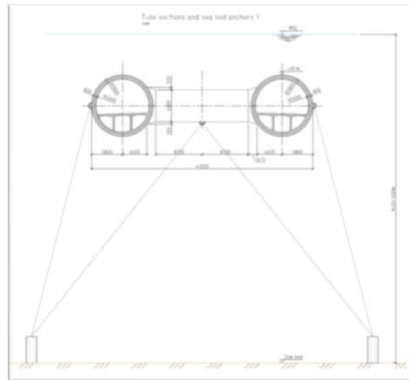
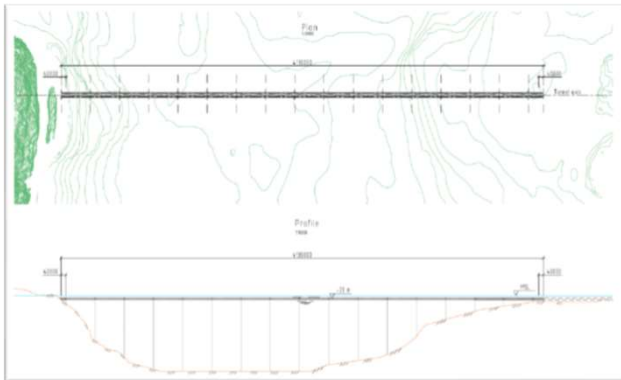


THE CASE OF THE ROUTE E39

THE SUBMERGED FLOATING TUNNEL



«Hung»
solution
suitable for
high
depths



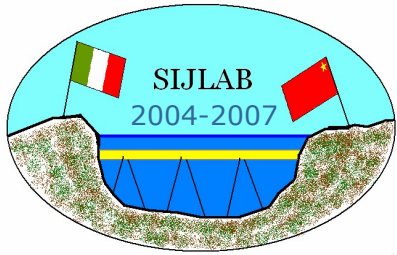
«Four cable
stays»
solution anchored
at the seabed
(Bjornafjord)

- 👍 ADVANTAGES AS RESPECTS TO TRADITIONAL CROSSING SYSTEMS
- 👍 SEVERAL FEASIBILITY STUDIES AND PRELIMINARY DESIGN

None SFT has already been constructed

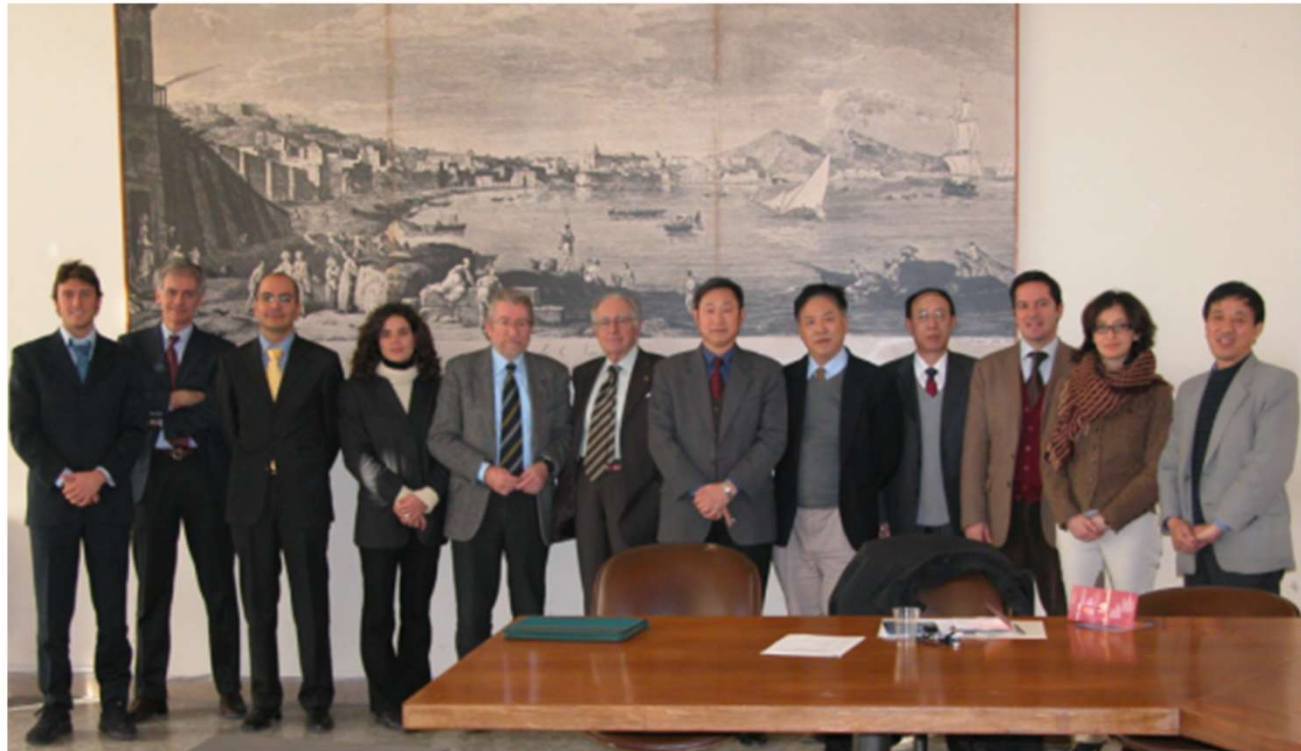
Why ?





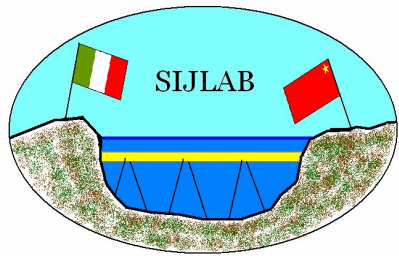
THE "AB" PROTOTYPE IN QIANDAO LAKE (CHINA)

SIJLAB - Sino-Italian Join Laboratory for Archimede's Bridge



OBJECTIVES:

- ✓ realization of a test laboratory, as a full-scale model
- ✓ calibration and validation of new models of calculation and design
- ✓ development of an ad-hoc procedure for construction and installation



IL PROTOTIPO "AB" NEL LAGO DI QIANDAO (CINA)

SIJLAB - Sino-Italian Join Laboratory for Archimede's Bridge
Agreement and location

2007



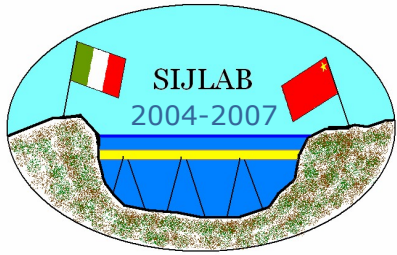
Hangzhou: meeting with the Comunist Party



Qindao Lake City:
meeting with the Municipality

Qindao Lake = Thousand Islands Lake



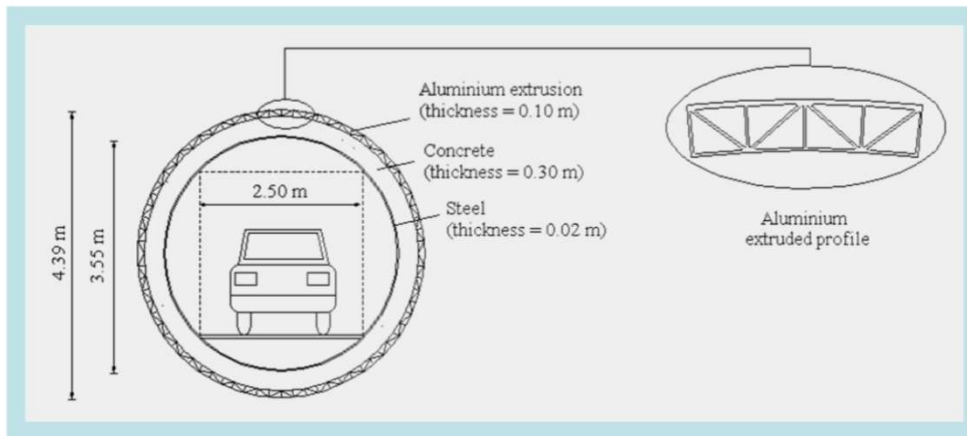


IL PROTOTIPO "AB" NEL LAGO DI QIANDAO (CINA)

SIJLAB - Sino-Italian Join Laboratory for Archimede's Bridge



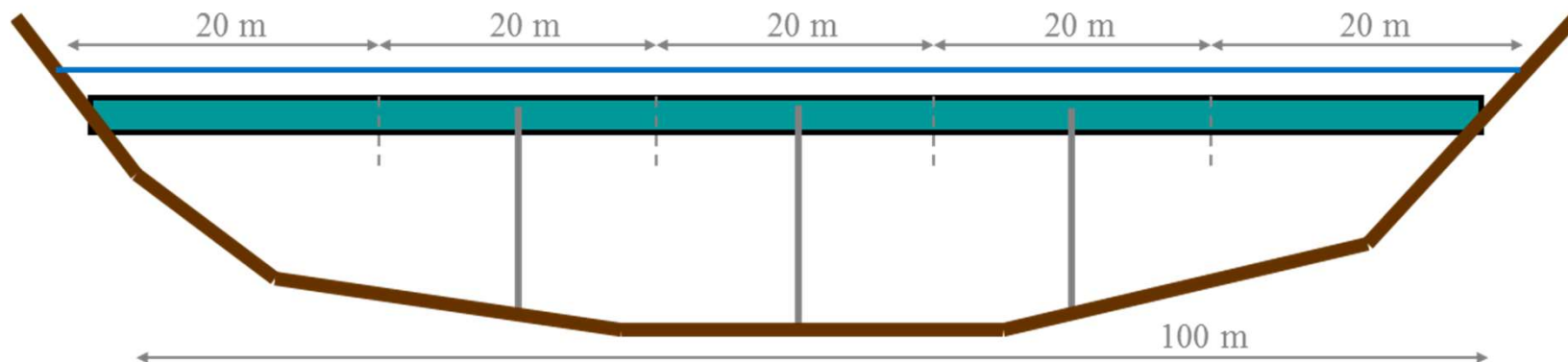
QIANDAO LAKE



SANDWICH STRUCTURE

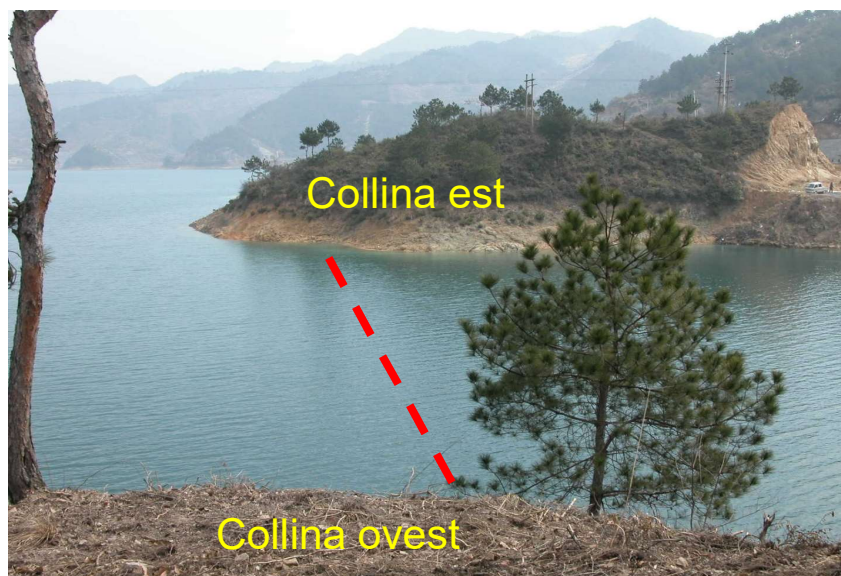
Composite steel-concrete structure with external protection layer in extruded aluminium

Bouiancy ratio = 1.50

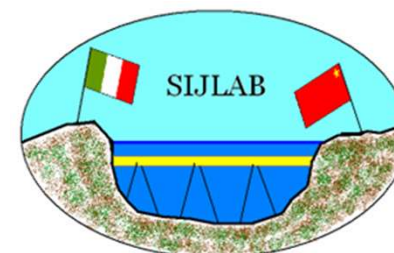
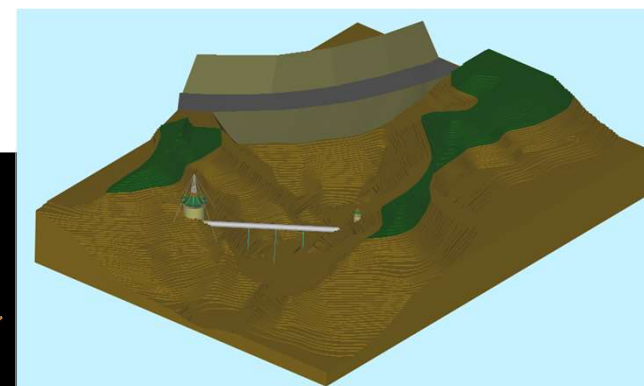
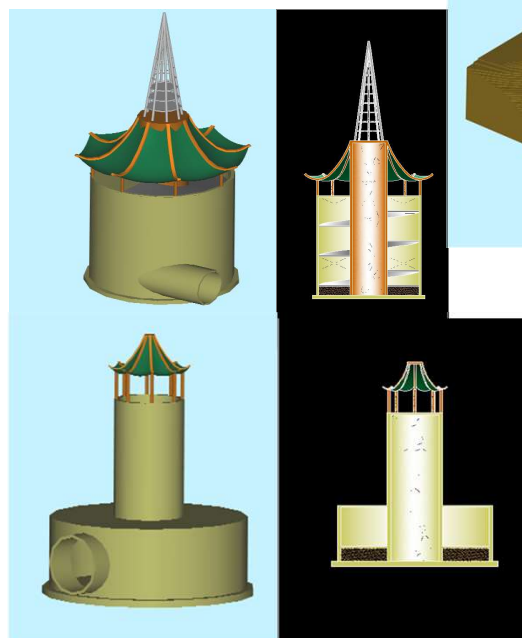
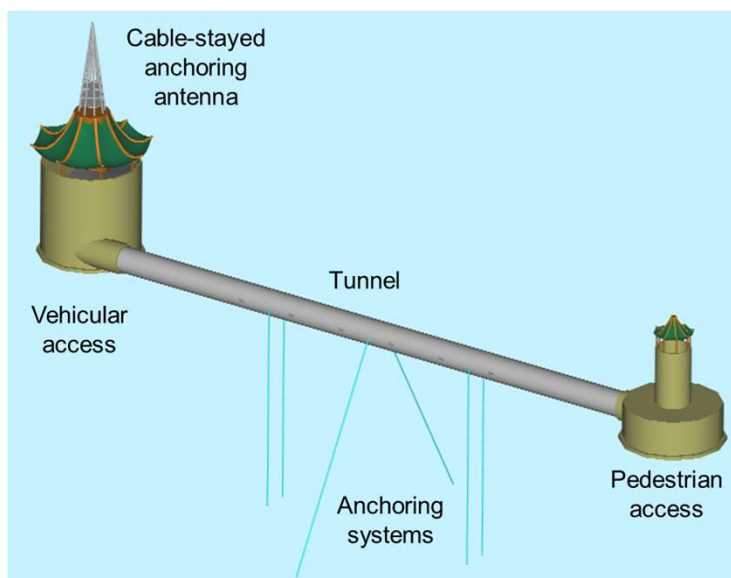


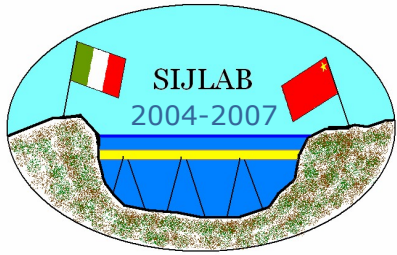
IL PROTOTIPO "AB" NEL LAGO DI QIANDAO (CINA)

SIJLAB - Sino-Italian Join Laboratory for Archimede's Bridge



Selection of the location





THE "AB" PROTOTYPE IN QIANDAO LAKE (CHINA)

SIJLAB - Sino-Italian Join Laboratory for Archimede's Bridge

CHINESE AMBASSY IN ROME
(OCTOBER 2007)

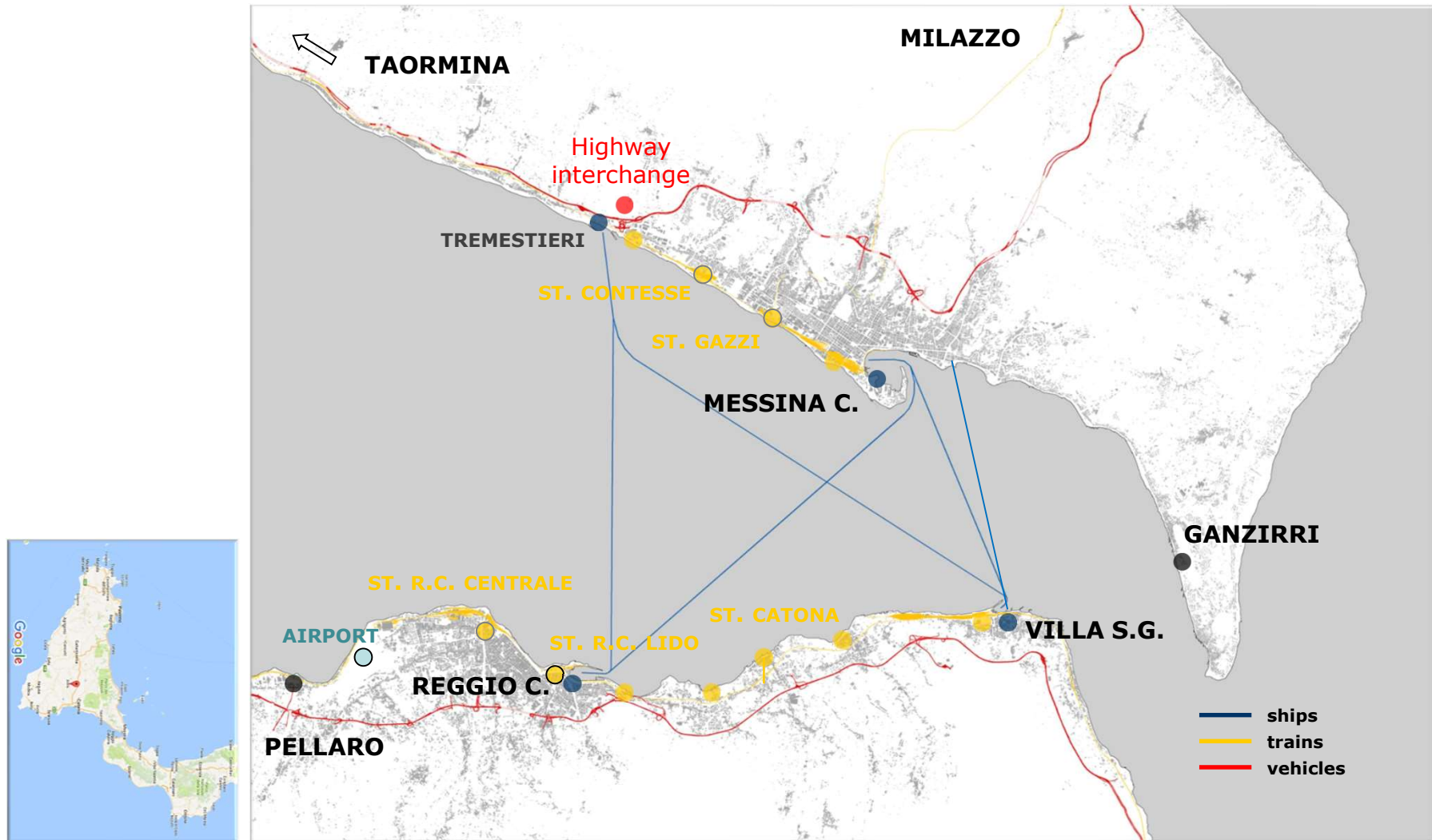


**THE METROPOLITAN AREA
OF THE
MESSINA STRAIT:**

**REGGIO CALABRIA, VILLA
SAN GIOVANNI, MESSINA**

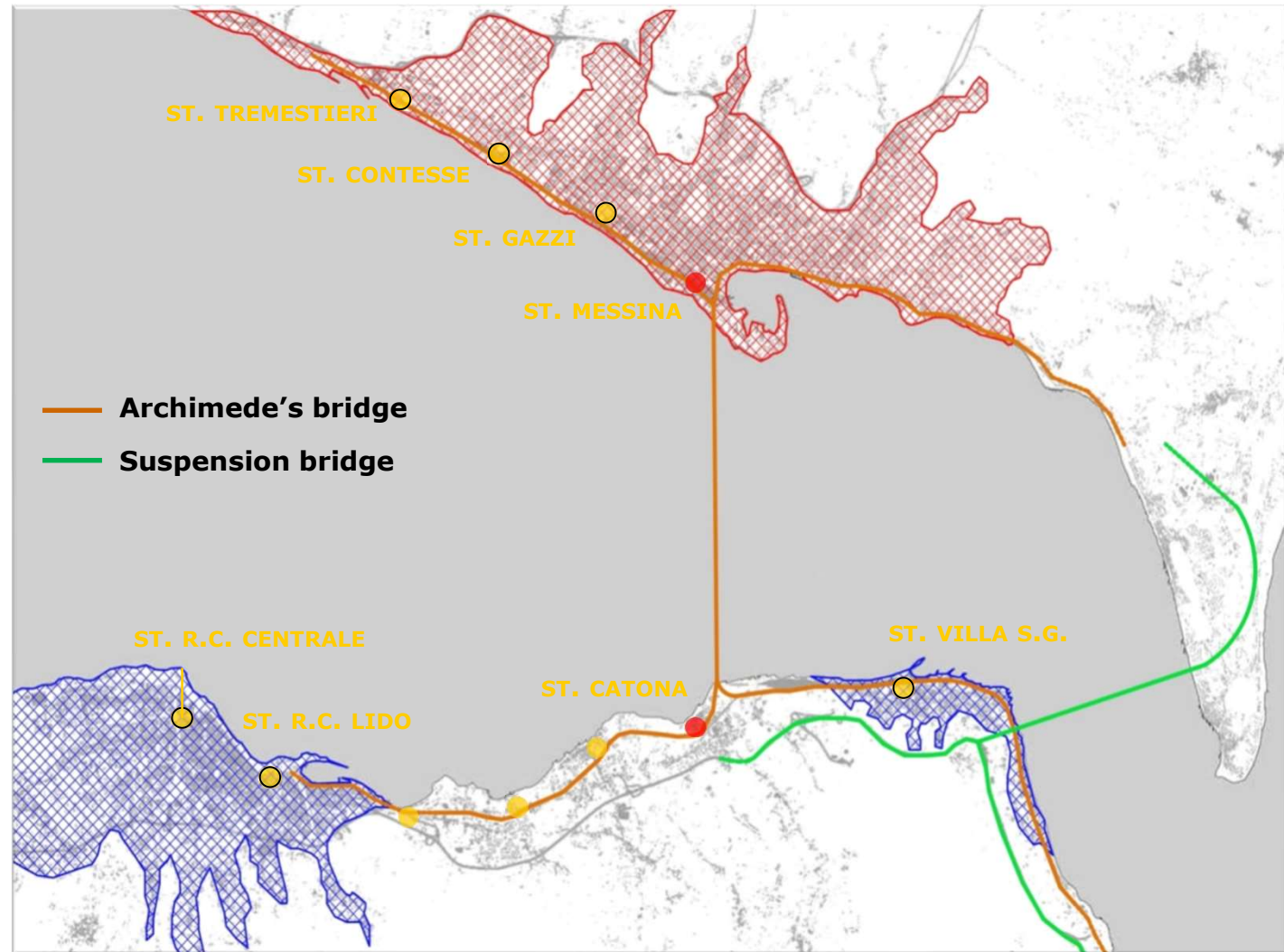
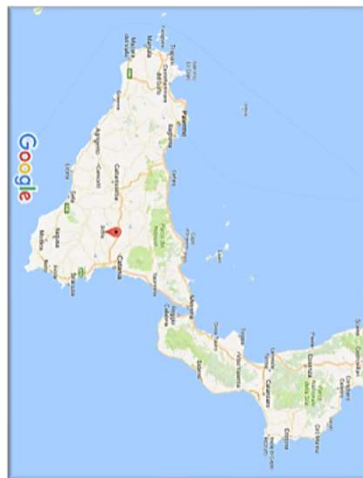
THE METROPOLITAN AREA OF THE MESSINA STRAIT

PRESENT STATE



THE METROPOLITAN AREA OF THE MESSINA STRAIT

LOCATION OF THE TWO SOLUTIONS

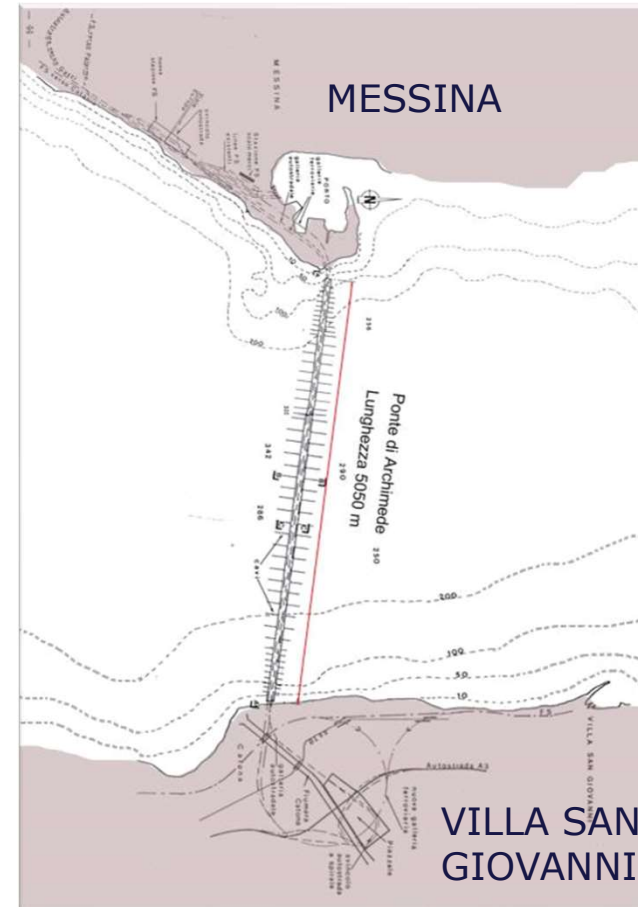


THE METROPOLITAN AREA OF THE MESSINA STRAIT

THE SUSPENSION BRIDGE

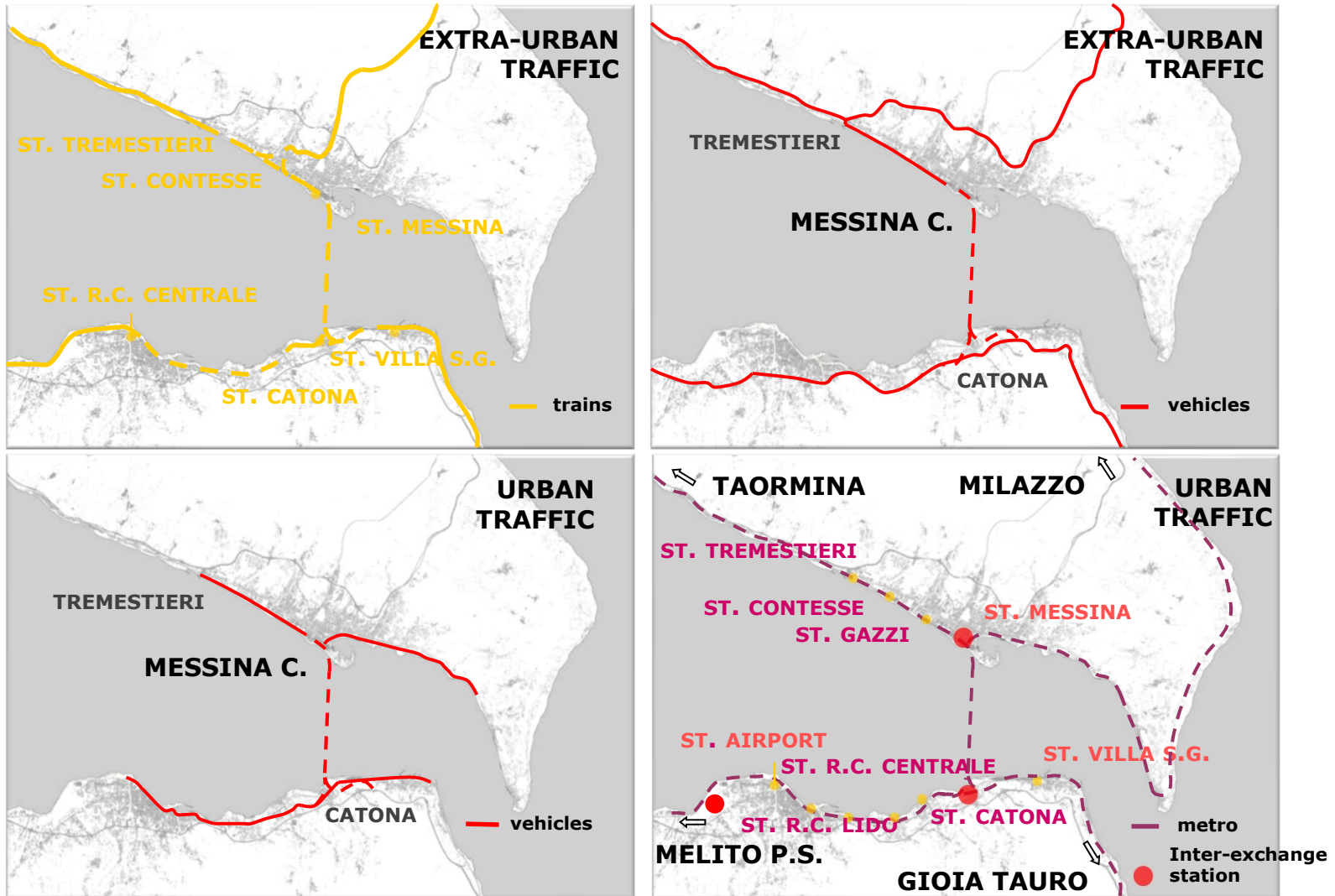


THE ARCHIMEDE'S BRIDGE



THE METROPOLITAN AREA OF THE MESSINA STRAIT

RICONFIGURATION IN CASE OF SFT



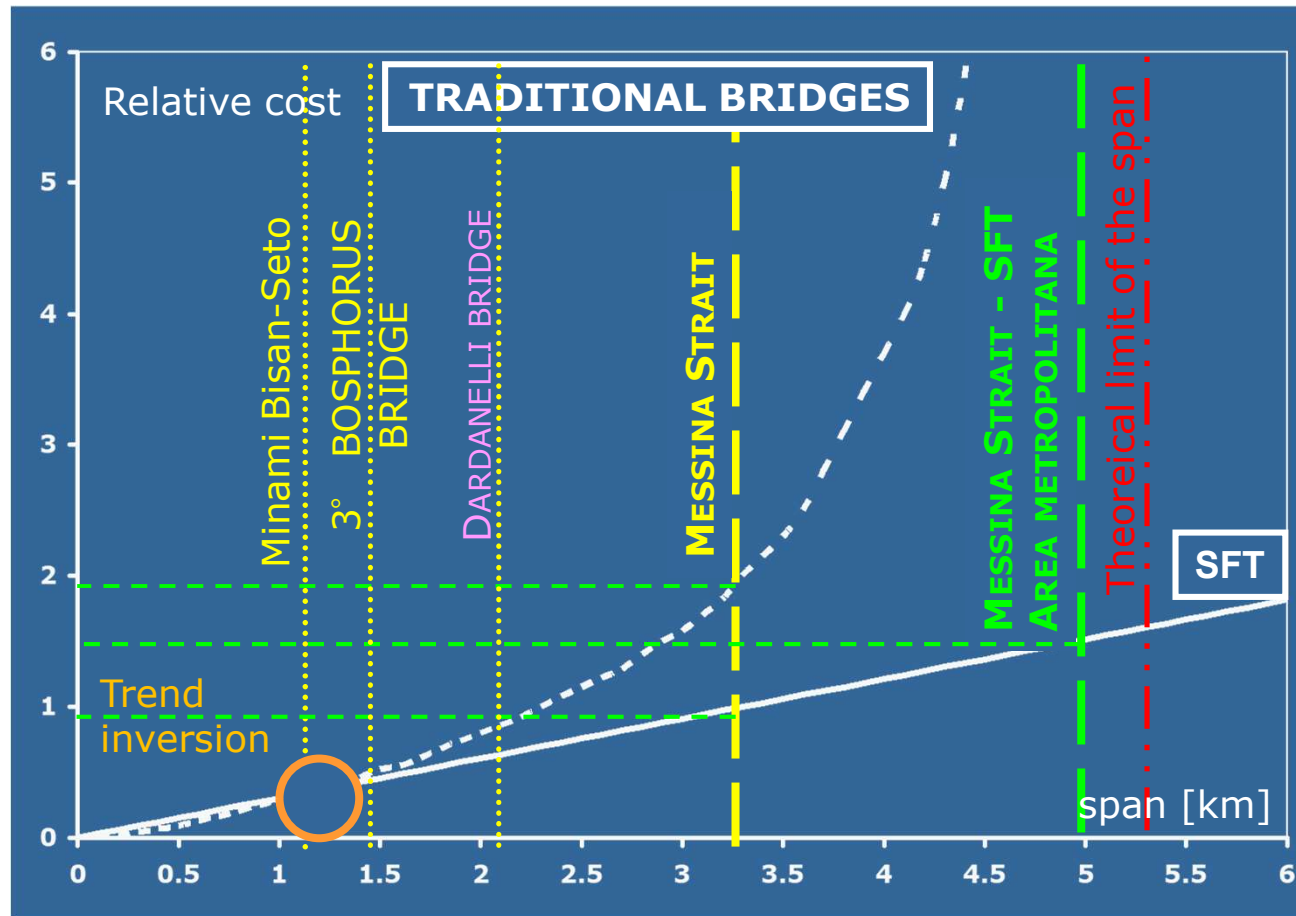
COST ESTIMATION

SFT vs TRADITIONAL SOLUTIONS



SFT vs TRADITIONAL SOLUTIONS

Qualitative trend of costs



THE INTERNAZIONALE CONFERENCES



Volume 4, 2010

Procedia Engineering

Proceedings of First International Symposium on
Archimedes Bridge (ISAB-2010)

Edited by
Youshi Hong
Federico M. Mazzolani
Fuping Gao



Available online at

ScienceDirect
www.sciencedirect.com

ISAB, Qiandao Lake (China) Settembre 2010

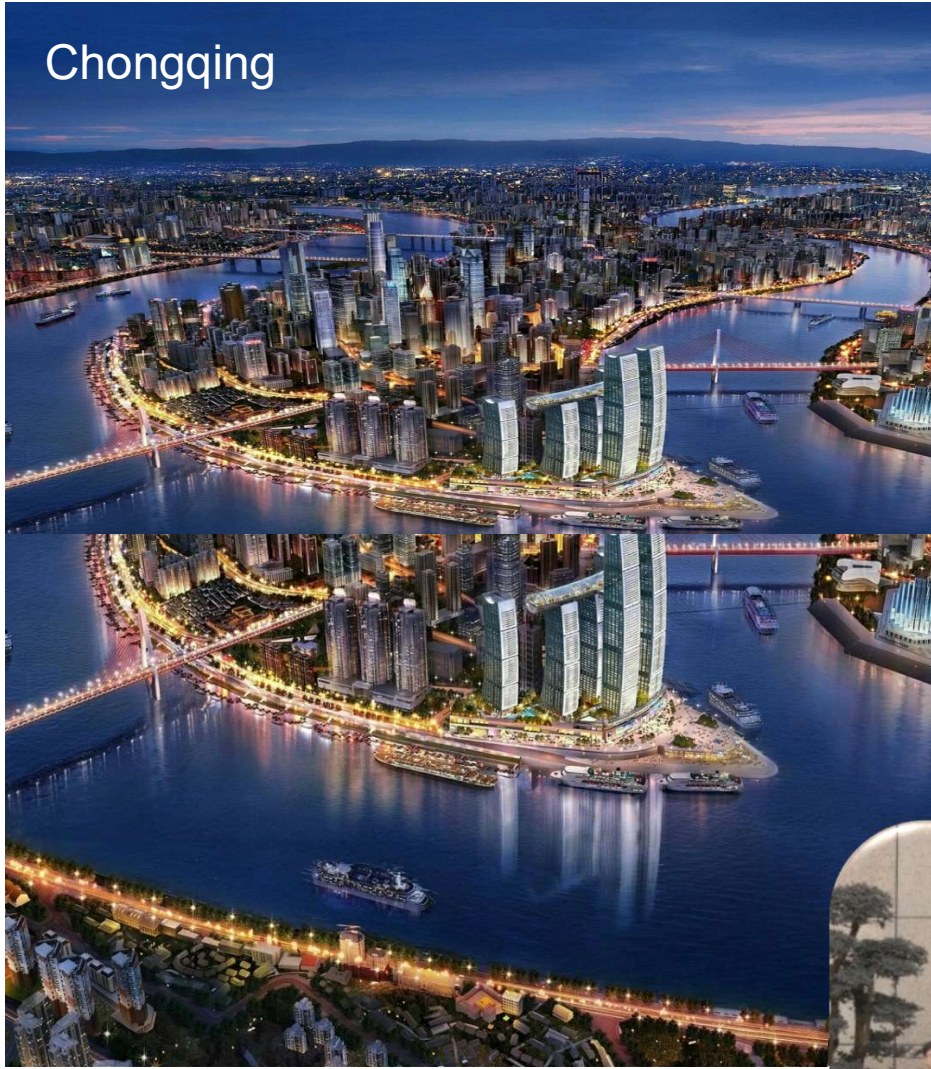


The participants to the ISAB Conference
in Qiandao Lake, September 2010



Beatrice Faggiano &
Federico Mazzolani

Chongqing



SUFTUS (International Conference on Submerged Floating Tunnels)

Chongqing (China)
December 2016



NEW FRONTIERS

KAIST (*Korea Advanced Institute of Science and Technology - Research Center for Smart Submerged Floating Infrastructural Systems*).

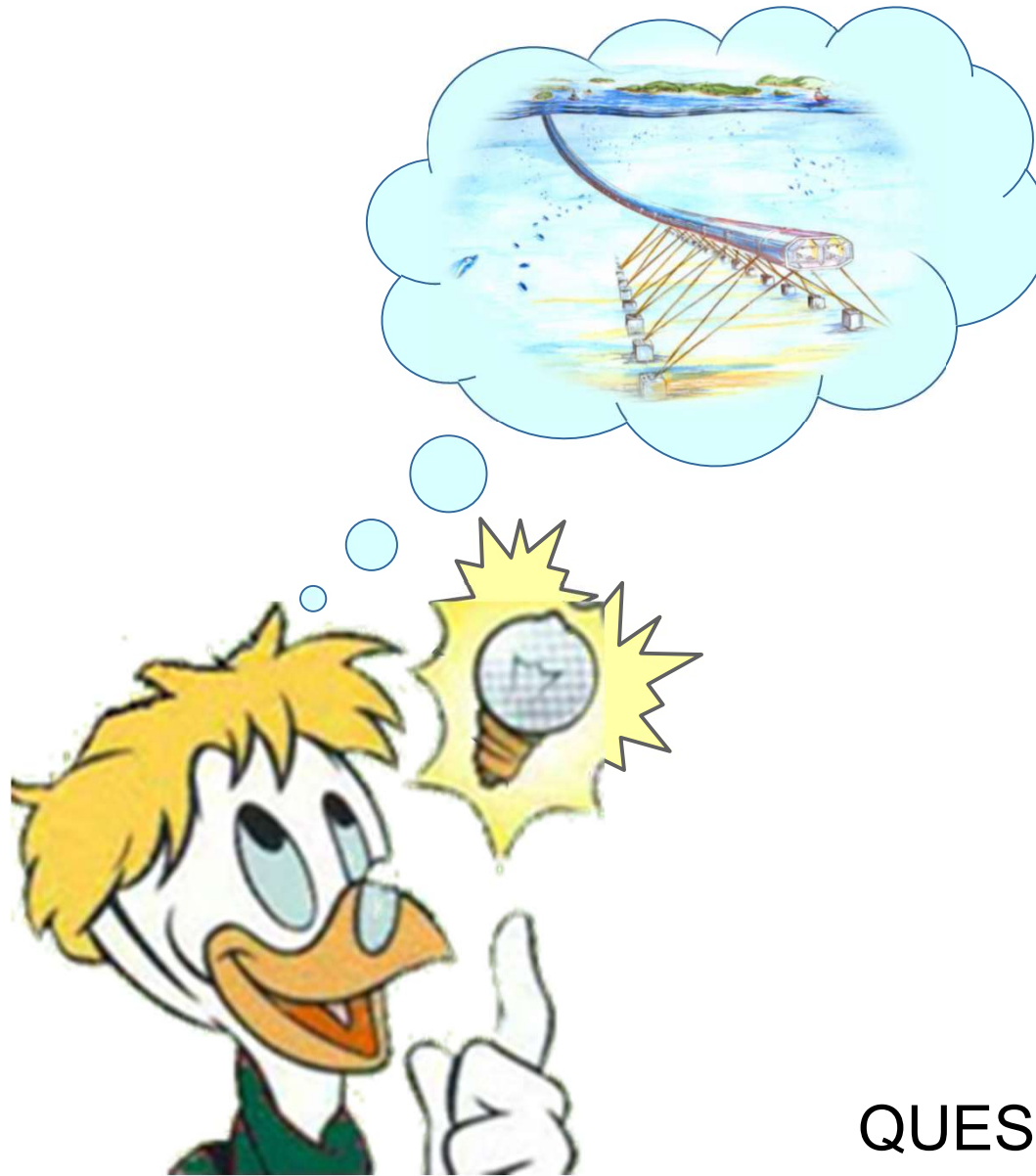


Beatrice Faggiano (UNINA)

**University of Zhejiang
(CHINA)**
(*Research Center for
Submerged Floating Tunnel*)



The only possible bridge offered by the nature



QUESTIONS ???

Conférence plénière 6

Prof. Jean-Pierre Muzeau,
CHEC (Paris) et Polytech Clermont-Ferrand, France.

Titre :

Le viaduc de Garabit (1882) : preuve de la longévité des
ouvrages Eiffel.

LE VIADUC DE GARABIT (1882), PREUVE DE LA LONGÉVITÉ DES OUVRAGES EIFFEL

MUZEAU Jean-Pierre^{1,2*}
jp.muzeau@hotmail.fr

¹ CHEC, 1 rue Paul BERT, 94110, Arcueil, France.

² Université Clermont Auvergne, Institut Pascal, BP 10448, Clermont-Ferrand, France.

Résumé

Le viaduc de Garabit fait partie des grands ouvrages métalliques célèbres dans le monde entier. Œuvre de Gustave Eiffel, cette structure en treillis en fer puddlé franchit les gorges de la Truyère grâce à un tablier en treillis de 450 m de long qui s'appuie sur un arc parabolique biarticulé en pied de 165 m de portée.

L'exposé commence par la présentation du pont Maria Pia de Porto, le 1^{er} ouvrage de ce type réalisé par la Cie Eiffel. Terminé en 1877, il a servi de modèle pour Garabit. La présentation se poursuit par la description du viaduc de Garabit lui-même, par des explications sur la manière dont il a été réalisé puis sur les essais qui ont permis de le valider avant sa mise en service. Vieux aujourd'hui de presque 140 ans, le viaduc a subi de nombreuses inspections et études de comportement et bien sûr, plusieurs réparations et opérations de protection anticorrosion ont été nécessaires pour le maintenir en bon état de fonctionnement puisqu'il est toujours en service aujourd'hui.

Mots-clés : Viaduc ferroviaire - Fer puddlé - Histoire de la construction – Réparations et entretien – Protection anticorrosion

Abstract

The Garabit Viaduct is one of the world's most famous metal structures. Designed by Gustave Eiffel, this wrought iron lattice structure spans the Truyère Gorges thanks to a 450-metre-long truss deck supported by a 165-metre-long parabolic arch double-hinged at its base.

The presentation begins with a look at the Maria Pia Bridge in Porto, the first structure of its kind built by the Eiffel Company. Completed in 1877, it served as a model for Garabit. The presentation continues with a description of the Garabit Viaduct itself, explaining how it was built and the tests that were carried out to validate it before it was put into service. Now almost 140 years old, the viaduct has undergone numerous inspections and performance studies and, of course, several repairs and anti-corrosion treatments have been necessary to keep it in good working order, as it is still in service today.

Keywords: Railway viaduct - Wrought iron - Construction history – Repairs and maintenance – Corrosion protection

4^{ème} Conférence Internationale de COstruction Métallique et Mixte CICOMM'25



Contenu de la présentation

1. Le pont Maria Pia à Porto
2. Garabit : Contexte du projet
3. Conception du viaduc de Garabit
4. Construction et montage
5. Essais et mise en service
6. L'exploitation de la ligne et Garabit aujourd'hui
7. Le suivi par la SNCF
8. Classement à l'UNESCO

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

2

Jean-Pierre Muzéau – 28 octobre 2025

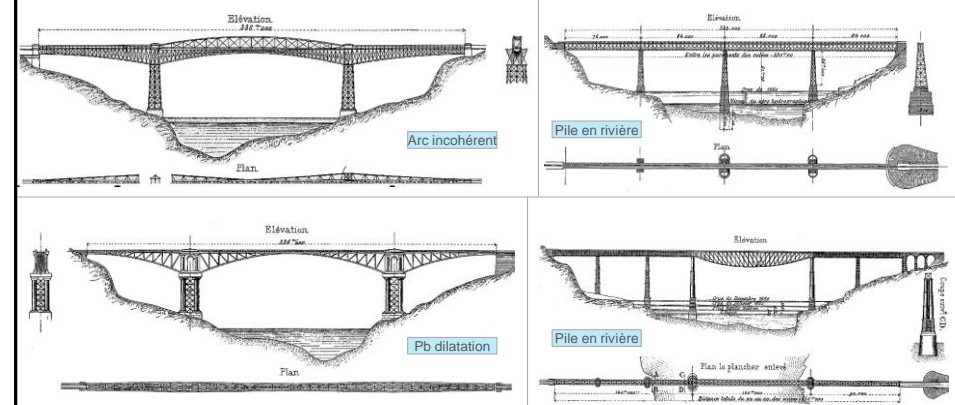
CHEC
Centre des Hautes Études de la Construction

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH[®]
CLERMONT-FERRAND



Projets non retenus



CICOMM'25

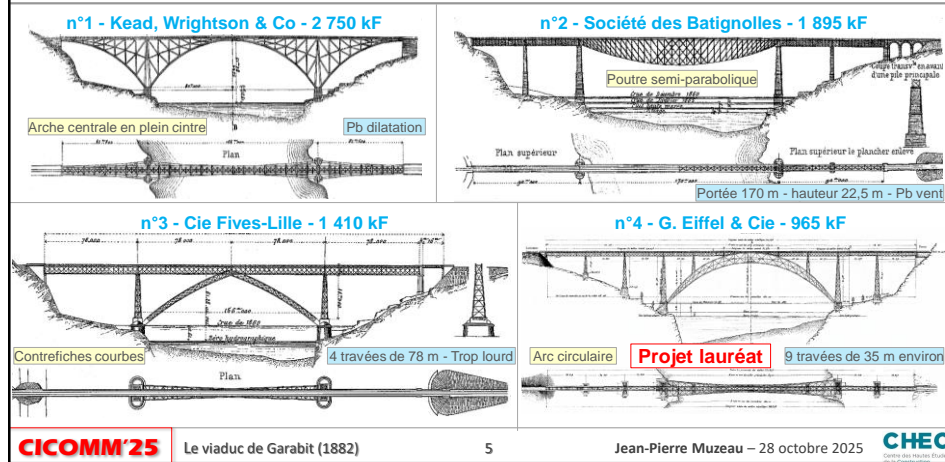
Le viaduc de Garabit (1882)

4

Jean-Pierre Muzéau – 28 octobre 2025

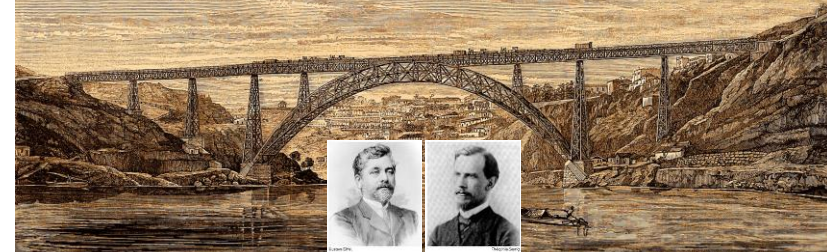
CHEC
Centre des Hautes Études de la Construction

Projets en compétition (par coût décroissant)



Le pont Maria Pia sur le Douro

Pont ferroviaire construit entre janvier 1876 et octobre 1877.
Classé Monument National en 1982, il est désaffecté depuis 1991.



Conçu et réalisé par la Cie Eiffel, il a été calculé par Théophile Seyrig.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 6 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Le pont Maria Pia de Porto

Arc en treillis à deux articulations avec tablier supérieur.

Principales caractéristiques :

Longueur totale	563 m
Portée de l'arc	160 m
Flèche de l'intrados	37,5 m
Hauteur de l'arc à la clé	10 m
Tablier : hauteur x largeur	3,5 x 3,1 m
Nombre de voies ferroviaires	Voie unique
Poids de la partie métallique	1450 t
Poids de l'arc	750 t
Maçonneries	4000 m ³

L'arc permet de ne pas fonder les piles dans le fleuve pour éviter les affouillements dus aux marées. La forme en croissant équilibre les moments fléchissants plus importants au milieu qu'au niveau des rotules.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 7 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

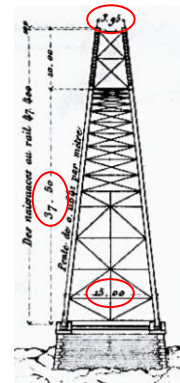
Le pont Maria Pia de Porto

L'arc est constitué de deux fermes inclinées.

Espacement :

- 15 m au niveau des rotules
- 3,95 m à la clef (à 37,50 m des rotules).

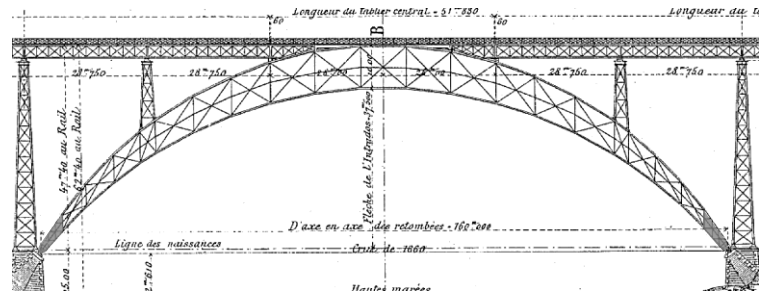
Cette inclinaison permet d'assurer la stabilité au renversement face au vent latéral et d'éviter des tractions dans la maçonnerie.



Coupe à la clé

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 8 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Le pont Maria Pia de Porto : l'arc



L'arc est divisé en 21 panneaux avec montants verticaux.
Les 5 panneaux de la clef ont une longueur de 10,40 m, ceux des piles de 3 m.
Les autres sont de longueur variable.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 9 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC** Centre des Hautes Études



Le pont Maria Pia de Porto : l'arc

Tous les panneaux sont raidis par des croix de Saint-André, sauf aux extrémités où ils sont en tôle pleine renforcée avec des cornières.



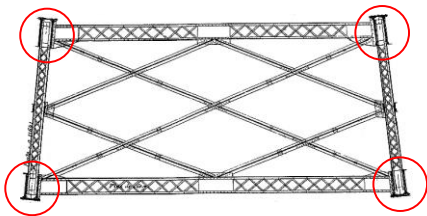
CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 10 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**
Centre des hautes études



Le pont Maria Pia de Porto : l'arc

Les sections des membrures de l'arc sont en U :

- 1 semelle de 650x30 à 650x60 mm
- 2 âmes de 600x12 mm.



Coupe de l'arc au droit d'un montant



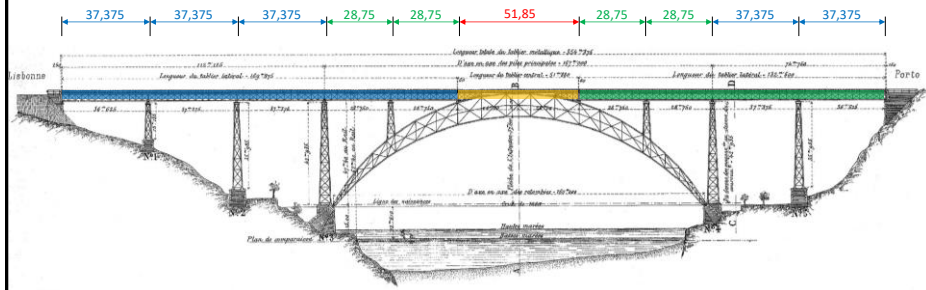
CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 11 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025



Le pont Maria Pia de Porto : tabliers et piles

3 tabliers distincts : 169,875 - 51,85 - 132,500 m

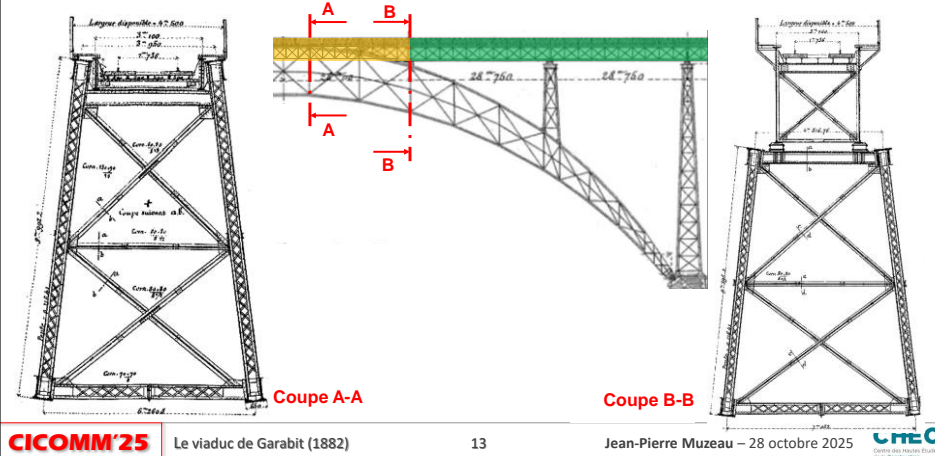
Piles placées à distances égales entre les culées et les piles les plus hautes, idem sur l'arc.



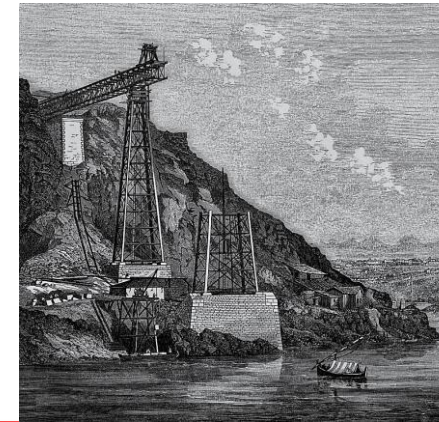
CICOMM'25	Le viaduc de Garabit (1882)	12	Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025	CHEC Centre des Hautes Études de la Construction
------------------	-----------------------------	----	--------------------------------------	--



Le pont Maria Pia de Porto : arc et tabliers



Le pont Maria Pia de Porto : construction



Montage des piles

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction



Le pont Maria Pia de Porto : construction

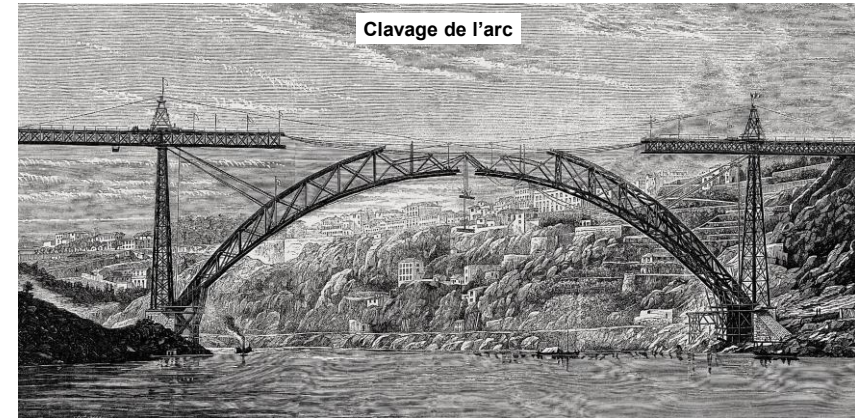


Montage des arcs en encorbellement à partir des rotules.

Pour équilibrer le porte-à-faux, des haubans sont attachés au sommet de la pile adjacente.

Les 16 haubans sont constitués de 6 torons de 19 fils $\varnothing 2,7$ mm ($\sigma_r = 1200$ MPa).

Le pont Maria Pia de Porto : construction



Clavage de l'arc

2 - Garabit - Contexte du projet

Les acteurs du projet : Léon Boyer



1851 (Florac) – 1886 (Panama)
Ingénieur des ponts et chaussées nommé à Marvejols



Le viaduc de la Crueize sur la ligne de l'Aubrac entre Marvejols et Aumont-Aubrac (Lozère)

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

18

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025



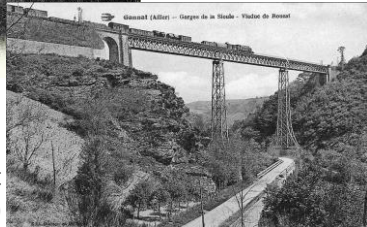
Les acteurs du projet : Gustave Eiffel



1832 (Dijon) – 1923 (Paris)



En Auvergne :
Viaducs de Neuvial
(1868)



Viaduc de Rouzat
(1869)

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

19

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025



Les acteurs du projet : Gustave Eiffel



1832 (Dijon) – 1923 (Paris)



Au Portugal :
Viaduc Maria Pia de Porto
1877



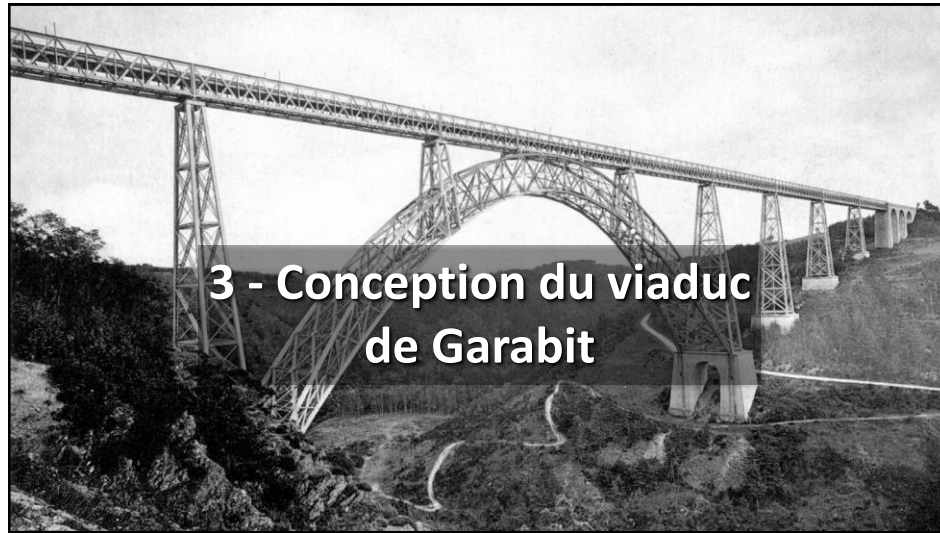
CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

20

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025





3 - Conception du viaduc de Garabit

Choix du projet

1^{ère} solution étudiée et approuvée en 1877 : descendre le long des flancs de la vallée d'Arcomie, franchir la Truyère aussi bas que possible puis remonter le long de la vallée du Mongon ⇒ **Trajet très long**

Léon Boyer remet ce tracé en question et propose de rester sur le plateau mais il restait quand même à franchir la Truyère (123 m plus bas).

S'inspirant du pont Maria Pia, il imagine (et calcule) un pont en arc de dimensions assez similaires (portée : 160 m - flèche : 50 m).

Tracé et projet sont soumis à l'administration fin mars 1879.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

22

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Le projet est attribué à Eiffel

En juin 1879, le **Ministre des TP** invite les Ingénieurs des Ponts & Chaussées à soumettre à l'Administration un **marché de gré à gré** avec G. Eiffel pour la construction du viaduc.

Il précise : *Le type du pont de Porto étant admis, son auteur est évidemment le plus apte à en faire un second. Et il serait peu équitable de confier les travaux à un autre, quand c'est le Maria Pia qui a donné l'idée de franchir ainsi la Truyère.*

De plus, avec cette solution, l'État va économiser entre 3 et 5 millions de Francs pour construire la ligne !



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

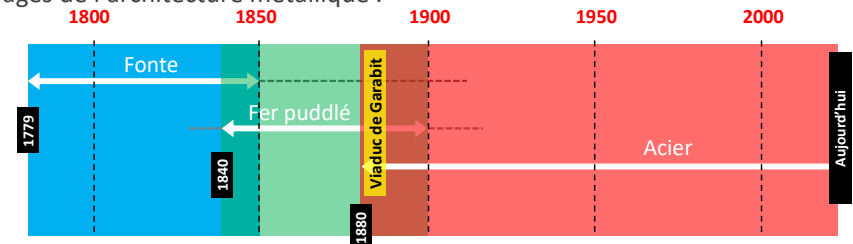
23

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Matériaux métalliques utilisés en construction

Les 3 âges de l'architecture métallique :



Septembre 1880 : Début des maçonneries
Août 1882 : Début du montage des piles
Juin 1883 : Début du montage de l'arc
Juin 1884 : Clavage de l'arc
Septembre 1884 : Fin de la construction



C'est donc encore la période d'utilisation du fer puddlé et Eiffel possède une solide expérience dans le domaine.

CICOMM'25

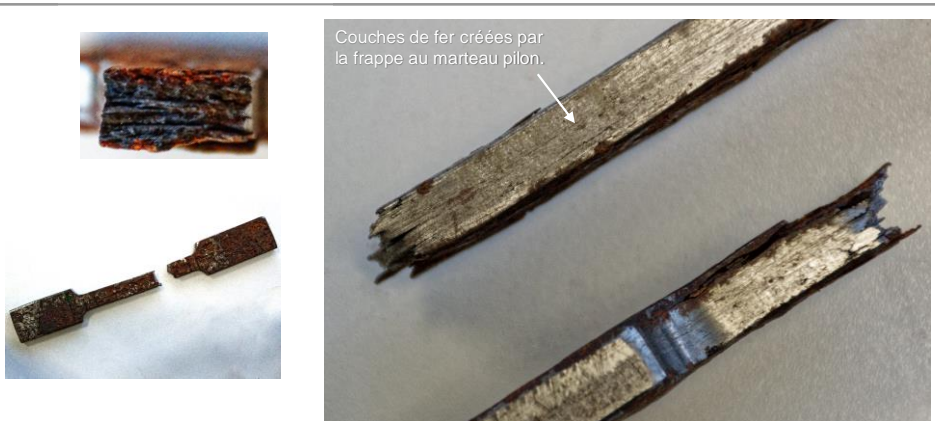
Le viaduc de Garabit (1882)

24

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Matériau : le fer puddlé - essai de traction



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 25 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Caractéristiques du fer puddlé

Limite d'élasticité	Contrainte de rupture sens longitudinal	Contrainte de rupture sens transversal
$170 \leq \sigma_e \leq 300 \text{ MPa}$	$260 \leq \sigma_r \leq 400 \text{ MPa}$	$\approx 0 \text{ MPa}$
	Allongement à rupture sens longitudinal	Allongement à rupture sens transversal
	$5 \% \leq A_L \leq 25 \%$	$A_t \approx 0 \%$

Module d'élasticité longitudinal pour les calculs : **E = 160 GPa**

A noter que fin 1870, l'acier coûte ≈ 2 fois le prix du fer puddlé !

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 26 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**



Règlements en vigueur

Les réglementations successives concernant les ponts métalliques datent de 1858, 1869, 1877, 1891, etc. Ce sont des circulaires ministérielles

Pour le viaduc de Garabit, conçu et réalisé entre 1880 et 1884, ce sont celles de **1877** qui sont en vigueur.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 27 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

« Limites de travail » de la circulaire de 1877

Pour les ponts supportant des « voies de fer » (distincts des voies de terre) :

Contraintes admissibles (en MPa)	Fonte	Fer puddlé
Traction	15	60 MPa
Compression	50	
Traction-Flexion	30	
Compression-Flexion	50	
Cisaillement		???

Il est mentionné que l'administration se réserve d'admettre des limites plus élevées pour les grands ponts lorsque des justifications suffisantes sont produites en ce qui concerne les qualités des matières, les formes et les dispositions des pièces.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 28 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Surcharges par mètre de simple voie

La circulaire donne également un tableau fixant les surcharges uniformément réparties en fonction de la portée des travées :

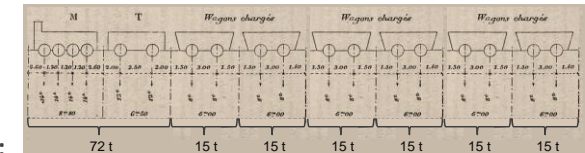
PORTÉE des travées.	SUR- CHARGE uniforme.	PORTÉE des travées.	SUR- CHARGE uniforme.	PORTÉE des travées.	SUR- CHARGE uniforme.	PORTÉE des travées.	SUR- CHARGE uniforme.
mètres.	kilogrammes.	mètres.	kilogrammes.	mètres.	kilogrammes.	mètres.	kilogrammes.
2	12,000	11	6,903	20	4,900	70	3,500
3	10,500	12	6,500	25	4,500	80	3,400
4	10,200	13	6,200	30	4,300	90	3,300
5	9,800	14	5,900	35	4,200	100	3,200
6	9,500	15	5,700	40	4,100	125	3,100
7	9,000	16	5,500	45	4,000	150	3,000
8	8,800	17	5,400	50	3,900	et au delà.	3,000
9	7,800	18	5,300	55	3,800		
10	7,300	19	5,100	60	3,700		

Pour les portées ≥ 150 m, surcharge à prendre en compte : **30 kN/m courant de simple voie.**

Règlement en vigueur : les charges ferroviaires

1. Essai sous poids mort :

- Le train d'essai (locomotive + wagons de marchandises) doit être assez long pour couvrir 2 travées consécutives et y rester 2 h.



2. Essais sous train roulant :

- Pour les travées indépendantes, la longueur du train doit être \geq à celle de la plus grande travée à tester.
- Le train d'essai doit comprendre 1 loco & son tender (72 t) + des wagons de 15 t
- 2 passages : l'un à 25 km/h, l'autre à 50 km/h.

Les actions : le vent

Charge de 270 daN/m² pour un vent fort mais, dans ce cas, aucun train n'est supposé circuler.

Dans le cas contraire, si les trains circulent, leur action est combinée avec celle du vent qui est alors pris égal à 150 daN/m².

Dans les calculs, la surface d'application du vent correspond à toute la surface de la 1^{ère} paroi offerte au vent mais seulement celle des barres de la seconde.

Avec les notations actuelles :

$$G + W \text{ avec } W = 270 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ou : } G + Q + W \text{ avec } W = 150 \text{ daN/m}^2$$

Aucune charge de neige n'est prise en compte

Concepteurs de l'ouvrage

- Léon Boyer** qui a proposé le 1^{er} projet, vérifié celui d'Eiffel et suivi le chantier



- Chez Eiffel :

- Maurice Koechlin** (étude)

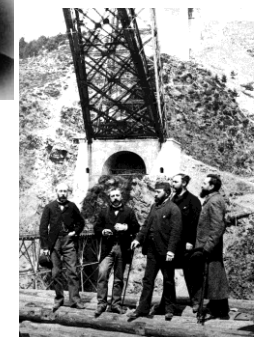


- Émile Nouguier** (méthodes)



- Jean Compagnon** (sur site)

Théophile Seyrig qui avait conçu le pont Maria Pia, avait quitté la Cie Eiffel mais le savoir-faire était toujours là.



Évolution du projet entre Boyer et Eiffel

Au final, les calculs menés par Eiffel (avec ses propres hypothèses) ont été vérifiés par Boyer avec des méthodes différentes. **Le projet a ainsi été validé.**

Modifications apportées par la Cie Eiffel / au projet initial de Boyer :

- Suppression des courbes sur les parties métalliques \Rightarrow La portée de l'arc passe de 160 à 165 m,
- Les rotules de l'arc sont abaissées de 2 m \Rightarrow équilibre mieux assuré car l'action de renversement de l'arc sur les culées diminue,
- L'arc devient parabolique au lieu de circulaire \Rightarrow la courbe des pressions reste à l'intérieur de la fibre moyenne de l'arc (la flèche passe de 50 à 52 m),
- La voie est placée à l'intérieur du tablier \Rightarrow la hauteur des poutres principales passe de 5 à 5,16 m.

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

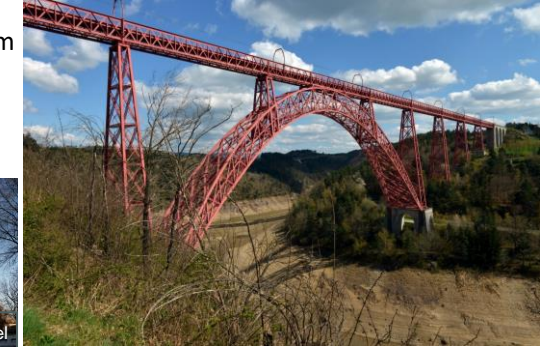
33

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Caractéristiques finales du projet

- Hauteur au-dessus de la Truyère : 122,20 m
- Longueur totale : 564,55 m
- Longueur du tablier : 448,30 m
- Portée de l'arc : 165 m
- Flèche de l'arc : 50 m
- Poids de fer puddlé : 3169 t
- Poids d'acier : 41 t
- Poids de fonte : 23 t
- Nombre de rivets : 6



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

34

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Détail d'un appui de l'arc et d'un pied de pile



CICOMM'25

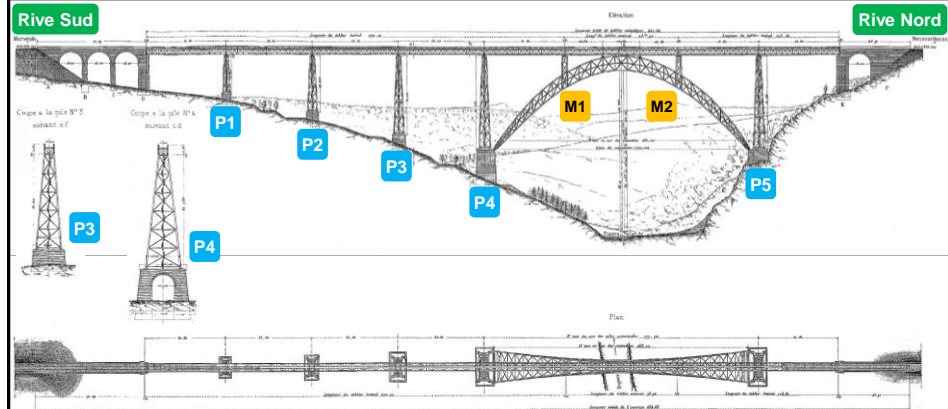
Le viaduc de Garabit (1882)

35

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Plan du viaduc



CICOMM'25

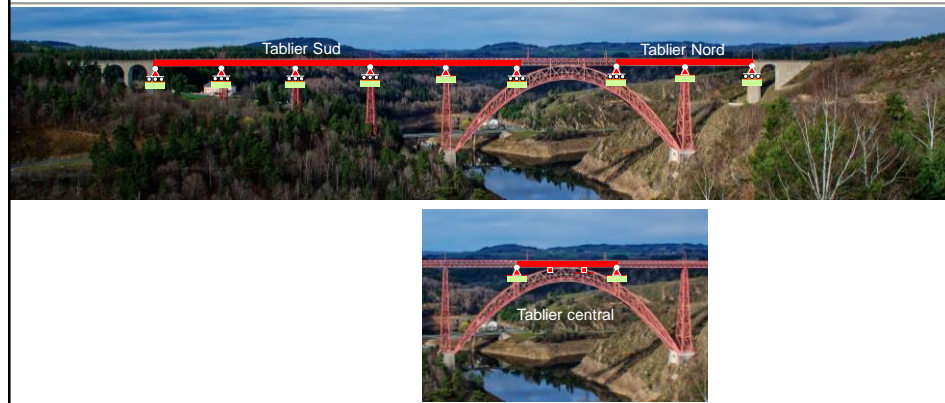
Le viaduc de Garabit (1882)

36

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Schéma statique de l'ouvrage



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

37

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025



Les appuis proches du centre de l'arc



CICOMM'25

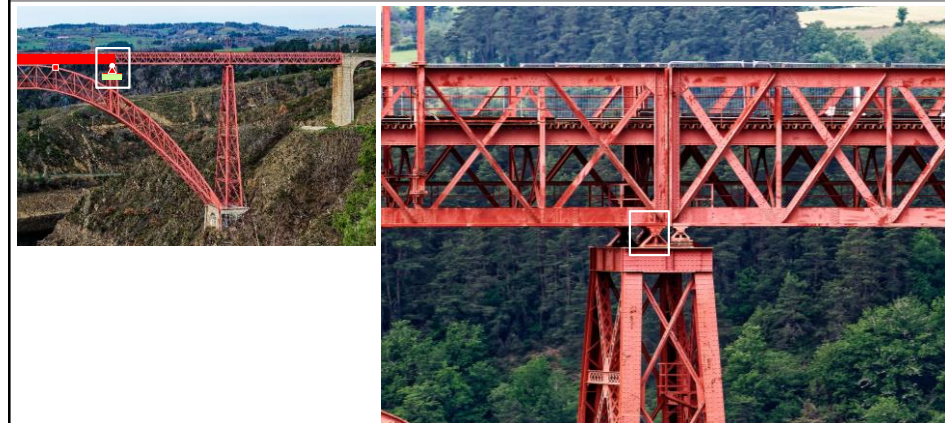
Le viaduc de Garabit (1882)

38

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025



Les appuis sur les petites piles de l'arc



CICOMM'25

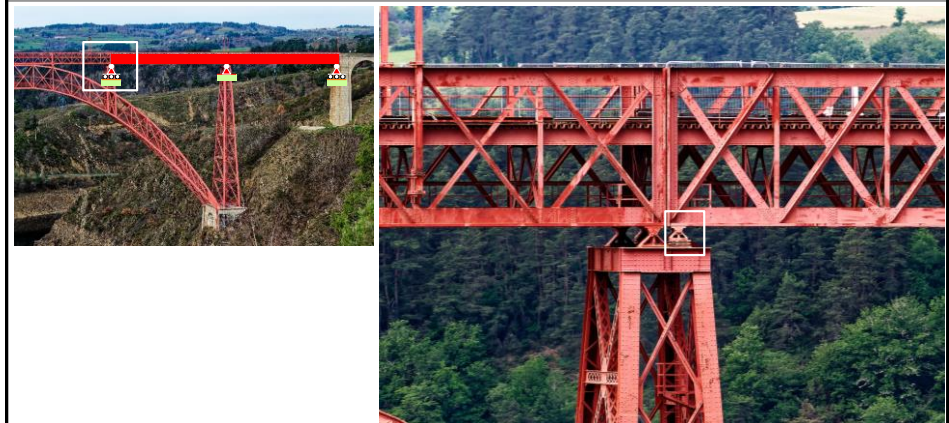
Le viaduc de Garabit (1882)

39

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025



Les appuis sur les petites piles de l'arc



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

40

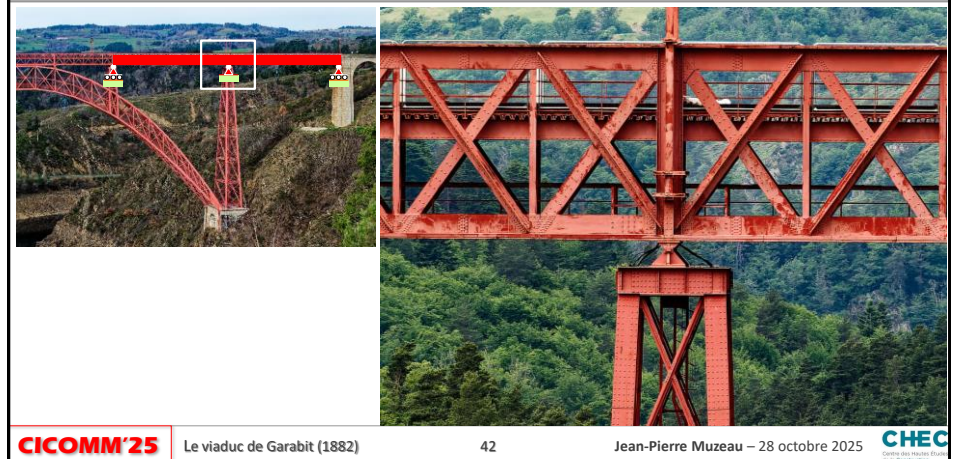
Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025



Détail des appuis sur les petites piles



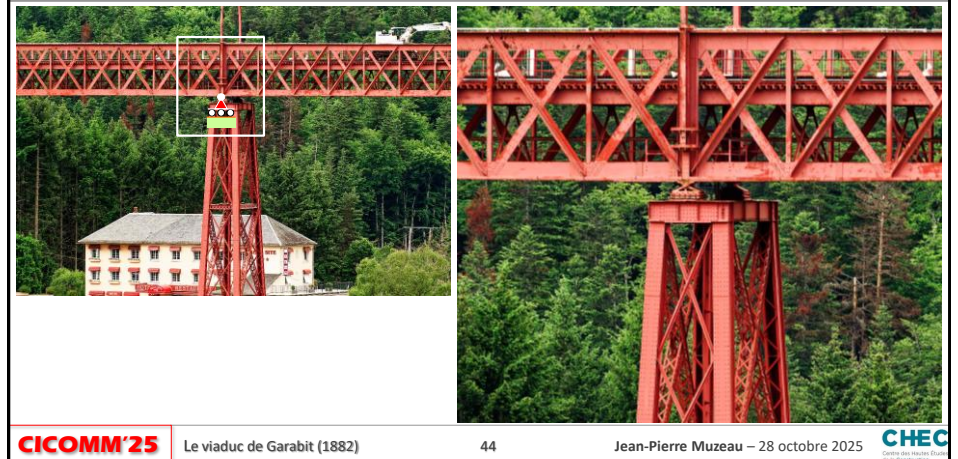
Les appuis sur les piles les plus hautes P4 et P5



Appuis sur l'avant-bec des culées



Un des appuis sur les piles P1 à P3



Appui de l'arc et maçonnerie de la grande pile



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 45 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Différences par rapport au Maria Pia (1/6)



Au Maria Pia, les 4 arbalétriers des piles forment une section rectangulaire creuse : 2 tôles pleines dans le plan de l'ouvrage et 2 treillis en X perpendiculairement.

Les barres de contreventements sont de simples cornières et des plats.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 46 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**



Différences par rapport au Maria Pia (1/6)



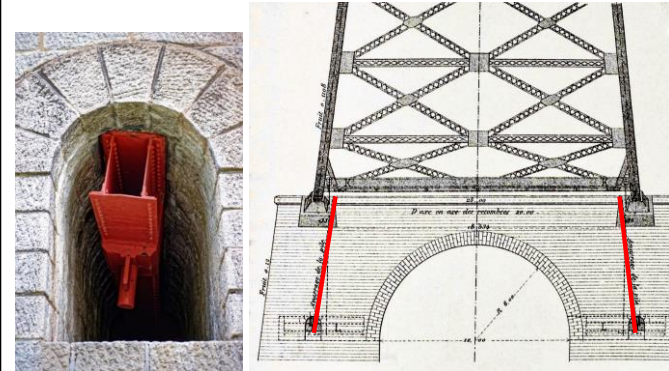
A Garabit, ces 4 arbalétriers ont 3 faces pleines. Les attaches des entretoisements horizontaux et diagonaux sont plus simples à inspecter et à entretenir.

Les barres de contreventement, en treillis, ont une meilleure résistance au flambement.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 47 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Différences par rapport au Maria Pia (2/6)

Au Maria Pia, les tirants d'ancrage des arbalétriers sont inamovibles.

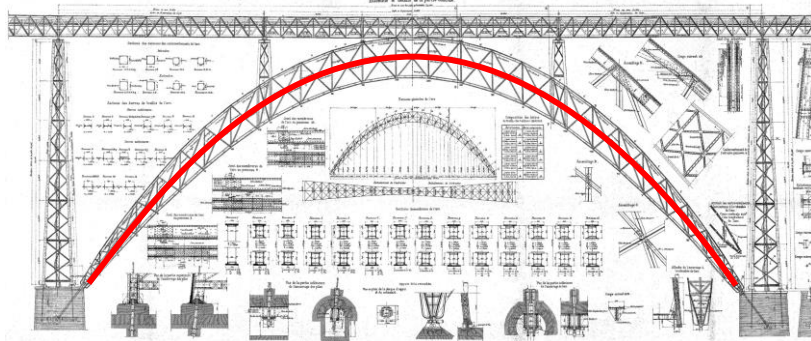


A Garabit, ils sont démontables pour pouvoir être peints et remplacés si nécessaire.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 48 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Différences par rapport au Maria Pia (3/6)

- Au Maria Pia, la fibre moyenne de l'arc est circulaire. A Garabit, elle est parabolique afin que la courbe des pressions ne sorte pas de l'arc.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 49 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Différences par rapport au Maria Pia (4/6)



Au pont Maria Pia, la voie est placée sur la partie supérieure des poutres principales.



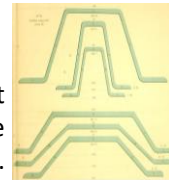
CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 50 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**



Différences par rapport au Maria Pia (4/6)



A Garabit, la voie est en partie intermédiaire des poutres principales, à 1,66 m au-dessous des semelles supérieures. Les trains sont mieux protégés du vent et mieux contenus en cas de déraillement.



Le plancher sous la voie est constitué de fers Zorès qui forment une paroi pleine horizontale rigidifiant transversalement le tablier. Cette disposition a été brevetée Eiffel.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 51 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Niveau de la voie / semelles supérieures



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 52 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Différences par rapport au Maria Pia (4/6)

Au Maria Pia, la partie supérieure du tablier coïncide avec le niveau de l'extrados de l'arc.

Le tablier est donc intégré dans l'arc.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

53

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Différences par rapport au Maria Pia (4/6)

- A Garabit, le tablier est positionné **sur** l'arc.
- Avec les 2 piles courtes, cette **partie de structure est à peu près indéformable.**



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

54

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Différences par rapport au Maria Pia (5/6)

- Au Maria Pia, le tablier est continu sur toute la longueur de l'ouvrage...
- ...mais des problèmes de **fatigue** sont apparus dus au déplacement vertical des palées sous les variations des charges.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

55

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Différences par rapport au Maria Pia (5/6)

- A Garabit, la continuité du tablier est interrompue au droit des petites piles situées sur l'arc.
- Le comportement du tablier vis-à-vis de la **fatigue** est ainsi bien meilleur.



CICOMM'25

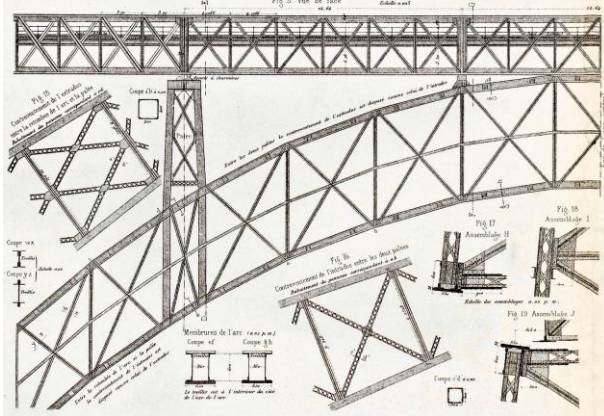
Le viaduc de Garabit (1882)

56

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Détails de la partie centrale



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

57

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Différences par rapport au Maria Pia (6/6)

A Garabit, pour faciliter la visite et la réparation de l'ossature, des moyens d'accès spéciaux sont prévus pour permettre d'approcher toutes les parties difficiles d'accès :



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

58

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Différences par rapport au Maria Pia (6/6)

A Garabit, pour faciliter la visite et la réparation de l'ossature, des moyens d'accès spéciaux sont prévus pour permettre d'approcher toutes les parties difficiles d'accès :

- Une passerelle est installée à la partie inférieure du tablier avec une voie de 0,40 m de large
- des échelles hélicoïdales sont installées dans chaque pile.



CICOMM'25

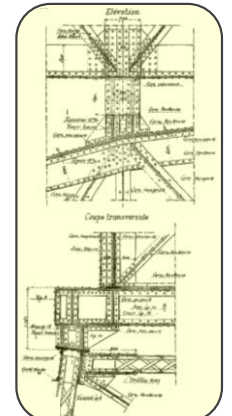
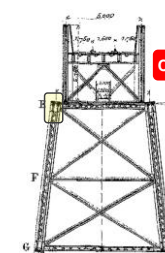
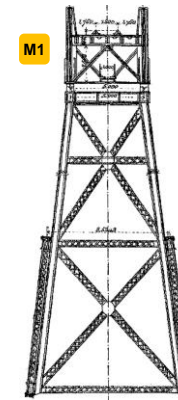
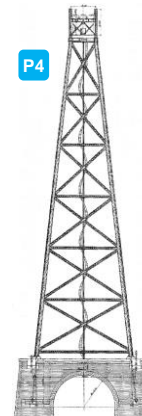
Le viaduc de Garabit (1882)

59

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Élévation des piles P4, M1 et de la clé



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

60

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Calculs de Boyer (voir B. Godart & J.-F. Coste, IESF, 2023, pour plus de détails)

Dans son mémoire, il se limite au calcul de l'arc dans sa configuration finale.
Calcul en 2 parties : la 1^{ère} fondée sur la formule de Bresse (formule du prisme élastique). La 2^{ème} en considérant l'arc comme un système articulé.
Contraintes maxi dans les membrures :

Type de charge	Contraintes maxi (en MPa)	
	Fibre extrados	Fibre intrados
Poids propre	27,3	25,8
Poids propre + surcharge	45,6	43,7
Poids propre + ½ surcharge	59,0	42,6
Vent seul	26,7	28,7
Vent avec surcharge	17,5	19,9
Bilan 1 ^{re} méthode : σ_{\max}	66,4	65,2
Bilan 2 ^{re} méthode : σ_{\max}	63,9	70,5

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 61 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Calculs de Koechlin (voir B. Godart & J.-F. Coste, IESF, 2023, pour plus de détails)

Pour l'arc, la poussée horizontale est déterminante. Koechlin part aussi de la formule de Bresse. Les contraintes maximales qu'il obtient sont les suivantes :

Les résultats de Koechlin et de Boyer sont comparables, ceux de la Cie Eiffel étant légèrement inférieurs.

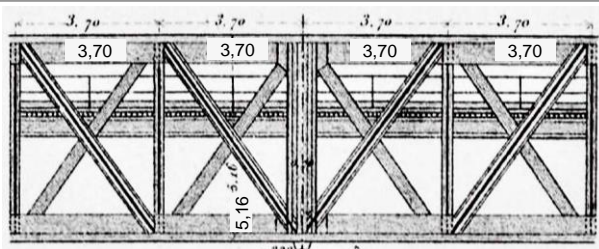
Pour rappel, la contrainte admissible est :
 $\sigma_{\text{adm}} = 60 \text{ MPa}$.

Type de charge	Contraintes maxi (en MPa)	
	Fibre extrados	Fibre intrados
Poids propre	26,5	27,7
Poids propre + surcharge	43,4	42,2
Poids propre + ½ surcharge	55,8	37,2
Vent seul	27,0	27,7
Vent avec surcharge	18,1	20,4
Bilan Eiffel : σ_{\max}	59,2	61,0
Rappel Boyer 1 ^{re} méthode	66,4	65,2
Rappel Boyer 2 ^{re} méthode	63,9	70,5

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 62 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC



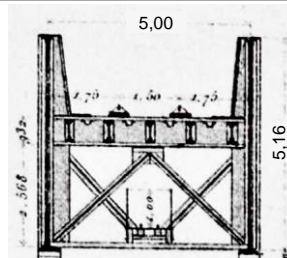
Le tablier



1 semelle de 500x10
2 L 100x100x12

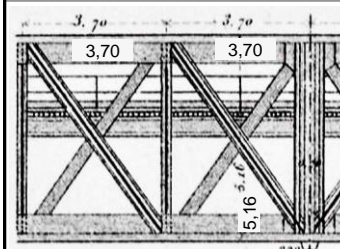
Membrane supérieure courante

Des semelles de 500x13 à 500x7 sont ajoutées lorsque nécessaire.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 63 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Le tablier



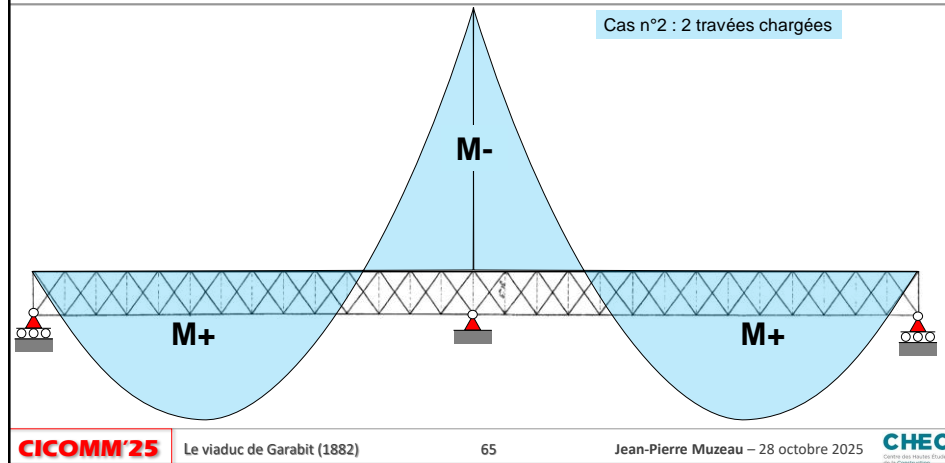
1 semelle de 500x10
2 L 100x100x12

Membrane supérieure courante

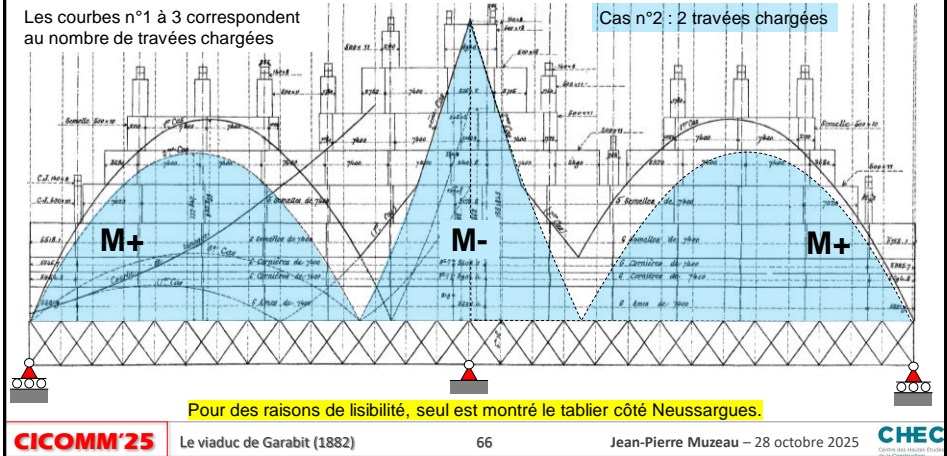
MOMENTS M SUR TRAVÉES et moments M sur piles	SECTION CONSTANTE	SEMELLES SUPPLÉMENTAIRES ajoutées à la section constante	VALEURS DE $\frac{I}{v}$			VALEUR DE R par m ²
			DE LA SECTION constante	DES SEMELLES supplémen-taires	TOTALES	
1 ^{re} TRAVÉE : 951 952		2 sem. 500 x 11	0,084 806	0,082 569	0,167 366	5,70
		1 sem. 500 x 10				
2 ^{de} TRAVÉE : 729 448		1 sem. 500 x 11	"	0,046 440	0,131 026	5,55
		1 sem. 500 x 7				
3 ^{de} TRAVÉE : 765 414		1 sem. 500 x 11	"	0,051 600	0,136 406	5,60
		1 sem. 500 x 9				
1 ^{re} PILE : 1 296 478		4 sem. 500 x 11	"	0,139 320	0,224 126	5,77
		1 sem. 500 x 10				
2 ^{de} PILE : 1 205 668		2 sem. 500 x 11	"	8,123 840	0,208 646	5,77
		2 sem. 500 x 13				

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 64 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

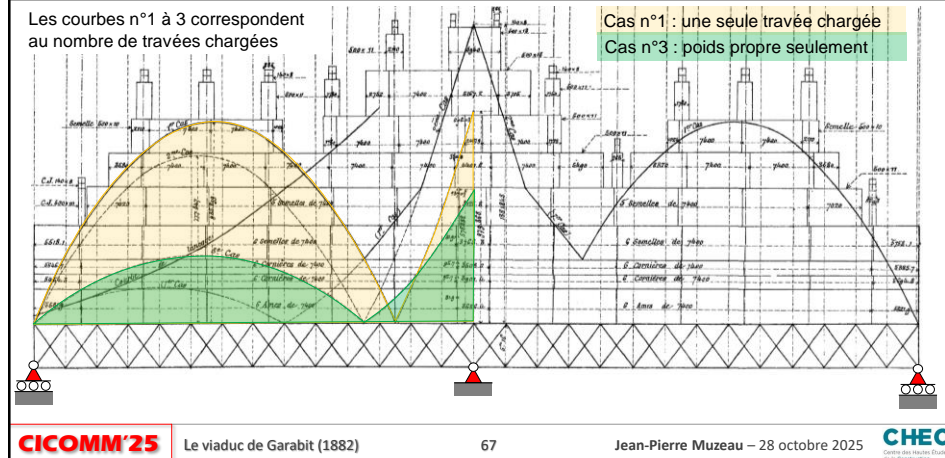
Diagramme de moments dans le tablier Nord



Diagrammes de moments dans le tablier Nord



Diagrammes de moments dans le tablier Nord



Courbe enveloppe du diagramme de moments

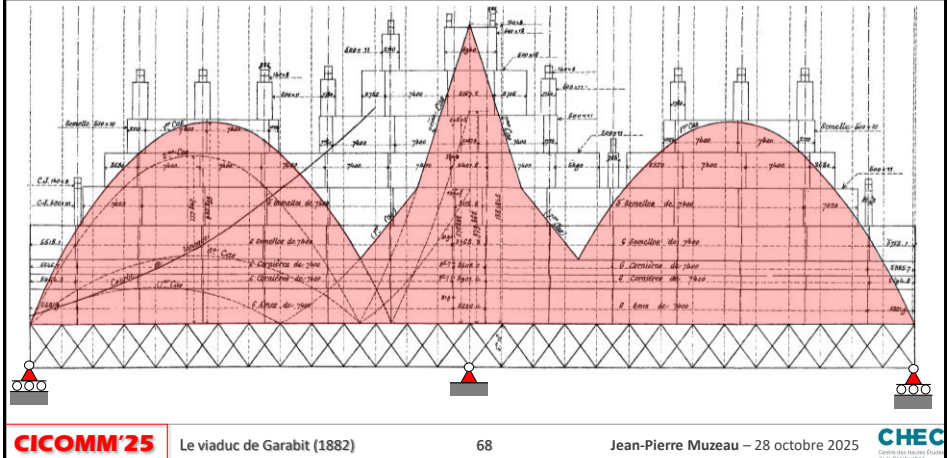
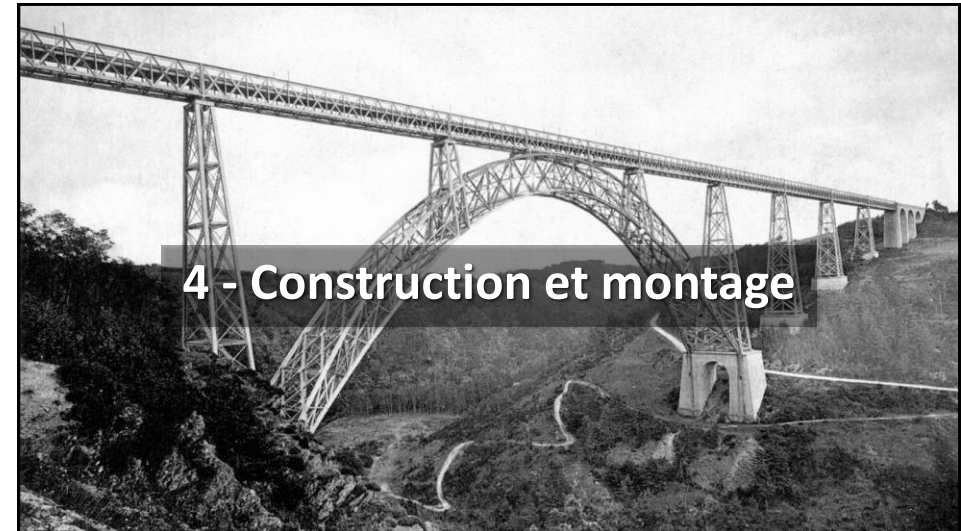
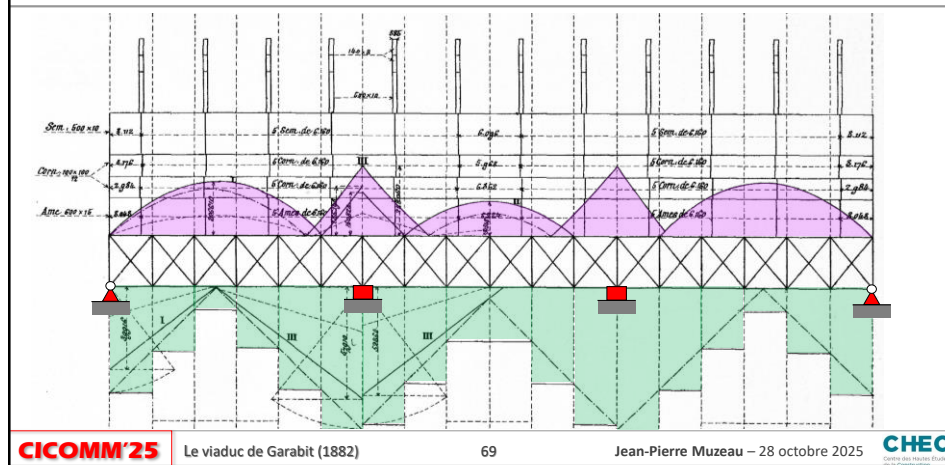


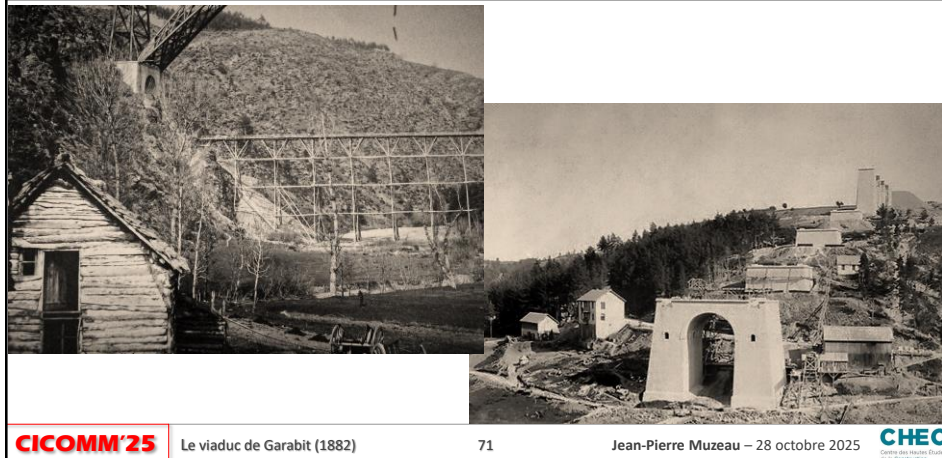
Diagramme de M & V dans la travée centrale



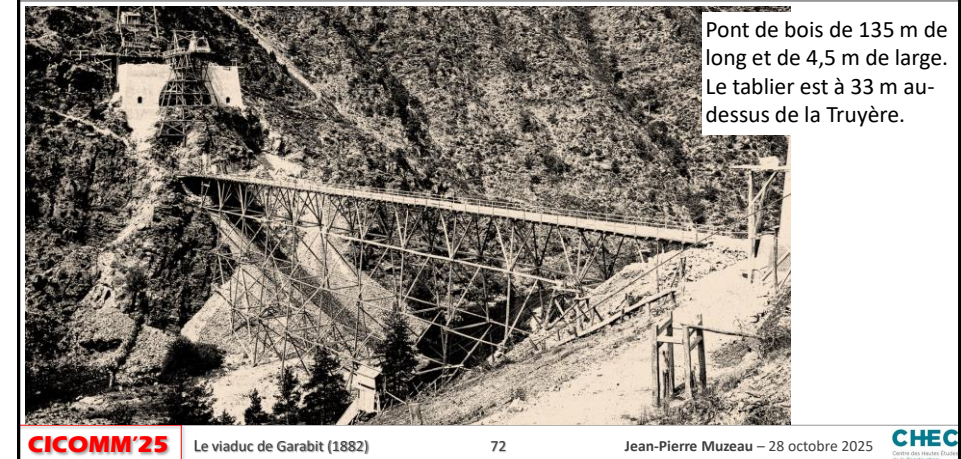
CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Préparation du site : cambuses et locaux divers



La passerelle de service



Réalisation des maçonneries de la rive droite

Sur la rive droite, très abrupte, des estacades et des systèmes de treuils permettent de hisser pierres et moellons depuis la passerelle jusqu'aux assises des culées et de la pile.

Avec 8 hommes, chaque treuil peut soulever des charges jusqu'à 2,25 tonnes.



CICOMM'25

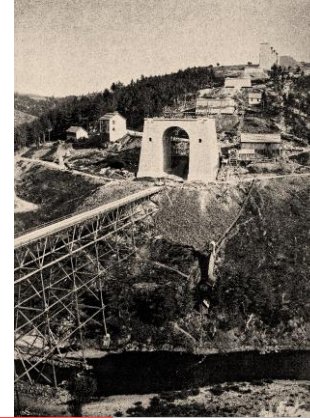
Le viaduc de Garabit (1882)

73

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

Assises des piles côté rive gauche (Marvejols)



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

74

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Préfabrication à Levallois Perret

Préfabriquées dans les ateliers Eiffel à Levallois, les barres des treillis sont acheminées par train jusqu'à Neussargues.

Elles sont ensuite portées par des attelages de 6 à 8 chevaux sur 34 km jusqu'à Garabit.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

75

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

Préfabrication à Levallois Perret

Avant le départ de Levallois, toutes les pièces sont montées « à blanc », les lignes de rivure étant déjà percées.

Chaque pièce est protégée par plusieurs couches de minium de plomb.

Ainsi, les barres sont prêtes à être assemblées sur site.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

76

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

Montage de l'ouvrage



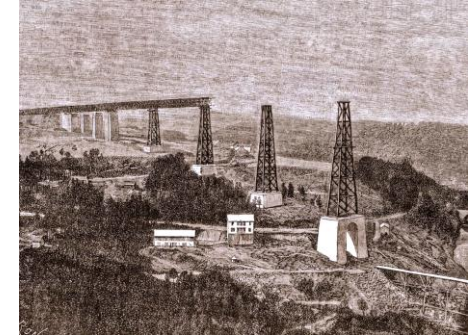
Le montage de Garabit s'inspirant de celui du Maria Pia. Les piles principales et le tablier vont donc être utilisés pour monter les 2 demi-arcs en porte-à-faux.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 77 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Montage de l'ouvrage

Le montage commence par la construction des piles et le lancement des deux tronçons de tablier. Début de l'opération le 1/08/1882.

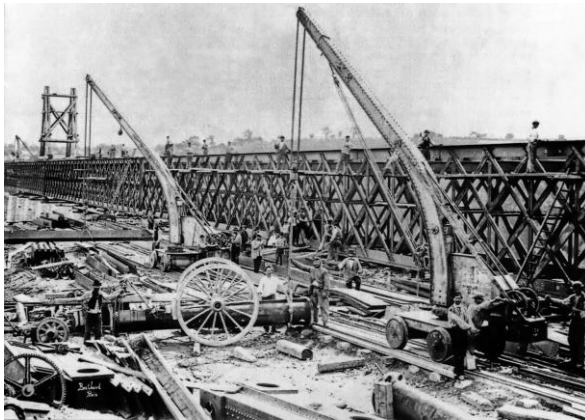
Deux plates-formes de montage et de lancement sont créées dans le prolongement des 2 culées, soit 2 tranchées de 18 m de large et de longueur 145 m (rive Sud) ou 57 m (rive Nord), assez grandes pour permettre de monter les tronçons du tablier en treillis.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 78 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**



Vue d'un chantier de cette époque (La Bouble)



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 79 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Montage des piles

Le montage de chaque pile a été réalisé par des équipes de 11 ouvriers. Le hissage des pièces s'effectuait à l'aide de simples chèvres.

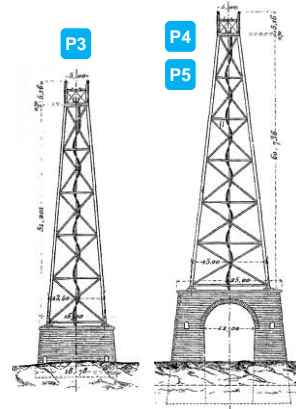
Le rivetage ne commençait qu'une fois le montage achevé et en allant du haut vers le bas.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 80 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Durées de montage des piles

- 19 jours pour la pile P1 de 24,5 m.
- 46 jours pour la pile P2 de 36,45 m
- 68 jours pour la pile P3 de 51,20 m
- ≈ 100 jours pour les piles principales les plus hautes, P4 et P5, de 60,73 m.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

81

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

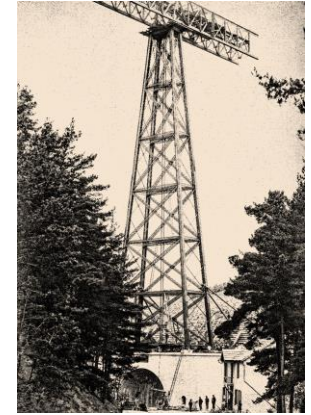
Lançage du tablier

Le lançage du tronçon de tablier démarre dès qu'une pile est montée.

La structure est translatée de la plate-forme de montage en direction de la culée puis vers la ou les piles selon la situation.

La partie de tablier portant sur les culées et les piles assure un contrepoids garantissant l'équilibre de la partie en porte-à-faux.

Le système de lancement (une sorte de chaise à galets) a été mis au point par Eiffel lors de la construction de Rouzat et Neuvial.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

82

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

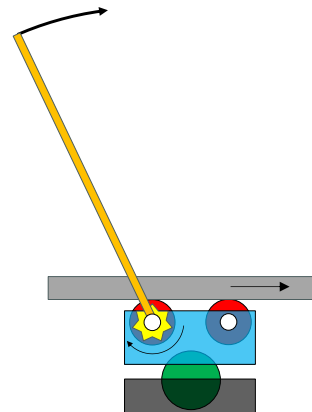
Lançage du tablier

Le tablier, guidé latéralement, est en appui sur des galets. Sur l'axe de l'un d'entre eux, une roue à rochets est actionnée par un levier en bois de 7 m de long.

Sur la partie supérieure du tablier, les leviers sont couplés par une barre transversale, manipulée par 6 ou 7 ouvriers. Chaque déplacement donne une translation de 10 à 12 cm.

La vitesse de lançage pouvait atteindre 11 m/h.

Il fallait $\approx \frac{1}{2}$ journée pour franchir une travée de 55,2 m.



CICOMM'25

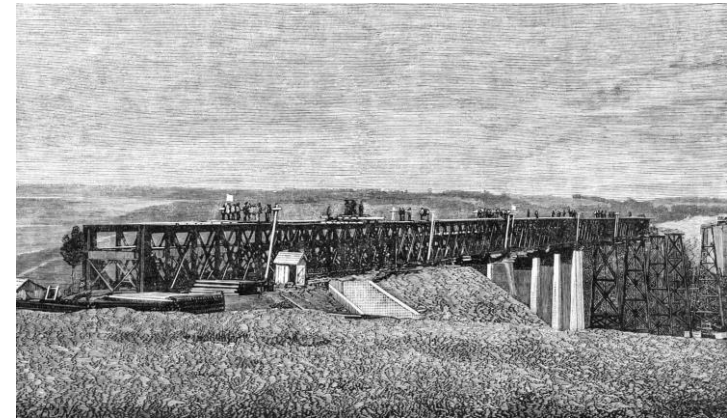
Le viaduc de Garabit (1882)

83

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Lançage du tablier



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

84

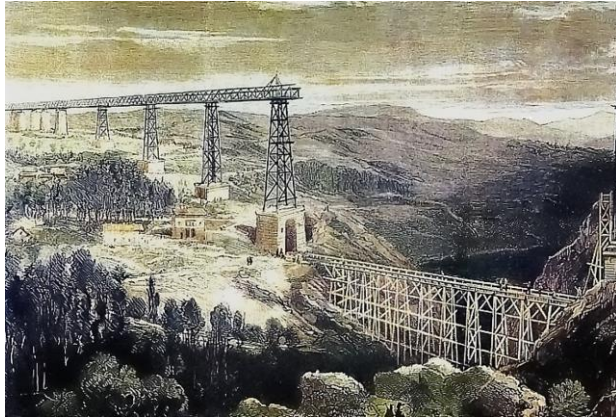
Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Durée de la phase de lançage

Côté Marvejols, le grand tronçon du tablier a été assemblé et lancé en 164 jours avec en moyenne 35 ouvriers sur le chantier.

Côté Neussargues, il a fallu 2 mois.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

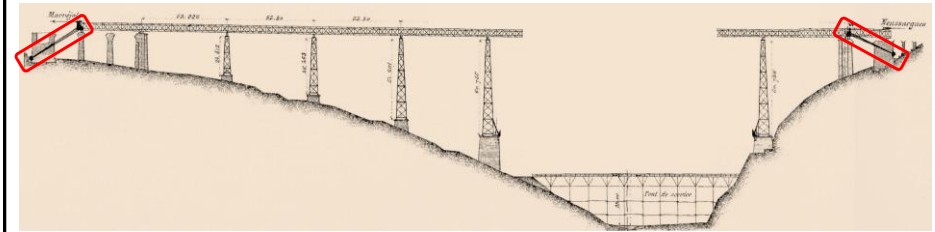
85

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

Phase préalable à la réalisation de l'arc

Les 16 mai et 21 juin 1883, deux phases importantes de lançage des tabliers Nord et Sud ont lieu pour amener leurs extrémités en encorbellement sur 22,2 m au-delà des piles principales.



Les extrémités des 2 tronçons sont attachées aux culées avec 28 câbles d'acier pour équilibrer les efforts longitudinaux lors du montage des ½ arcs.

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

86

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

L'environnement du chantier côté Marvejols



Le montage de l'arc central débute le 24 juin 1883, avec la mise en place des échafaudages destinés à soutenir et à positionner les naissances et les rotules.

CICOMM'25

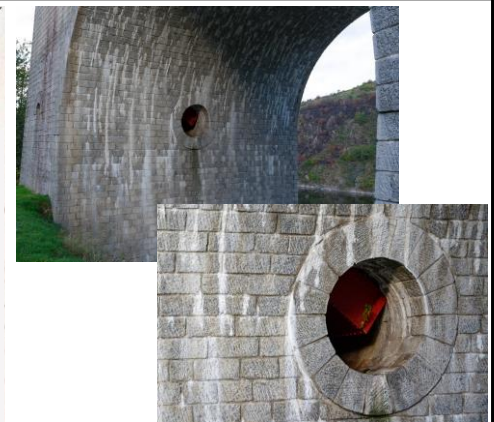
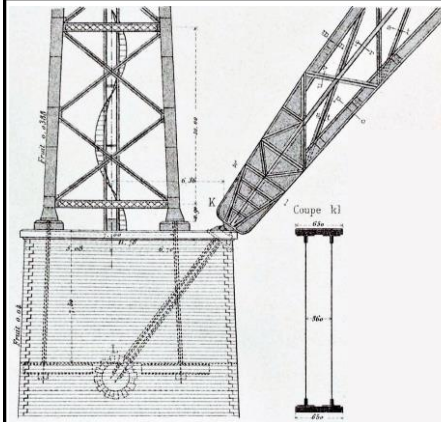
Le viaduc de Garabit (1882)

87

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

Pile et appui de l'arc



CICOMM'25

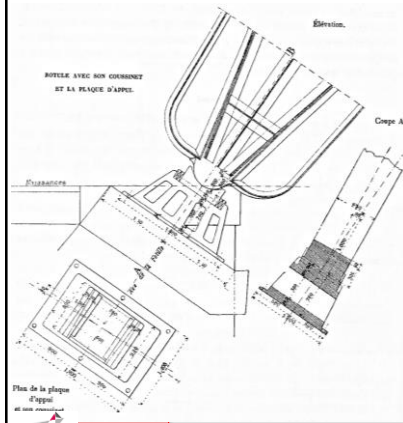
Le viaduc de Garabit (1882)

88

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

Début du montage de l'arc



Les rotules, forgées à Aubervilliers, sont installées dans les réserves faites sur les piliers P4 et P5.

Les membrures d'intrados du panneau de naissance sont mises en place sur le cintre des échafaudages avant pose des âmes latérales, des membrures d'extrados et des barres de contreventement.

AFGC MM'25

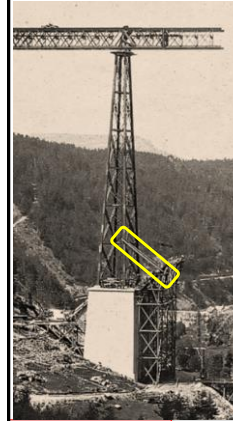
Le viaduc de Garabit (1882)

89

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Début du montage de l'arc



Des câbles de haubanage sont alors attachés à l'extrémité de chaque membrure inférieure pour maintenir à la position requise les éléments suivants, l'augmentation de la masse devenant incompatible avec la capacité des échafaudages.

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

90

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

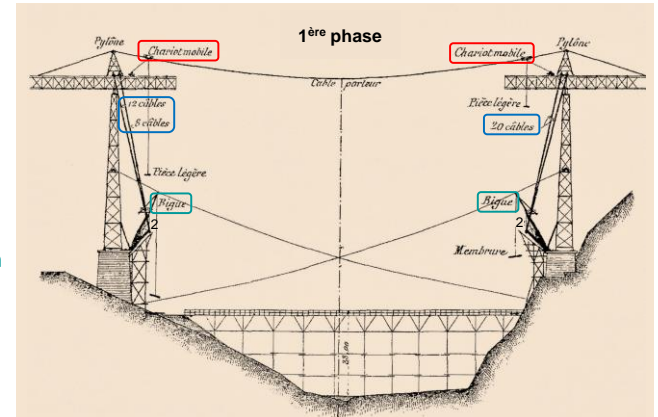
POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Montage de l'arc : situation de départ



Matériel de manutention

- **2 chariots mobiles** sur un câble tendu entre 2 pylônes au-dessus des piles principales pour des pièces légères
- **20 câbles de mouflage** sous le montant 2 pour maintenir chaque ½ arc
- **2 bigues de manutention** lourde sur chaque extrémité des demi-arcs et qui suivront la progression du montage



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

92

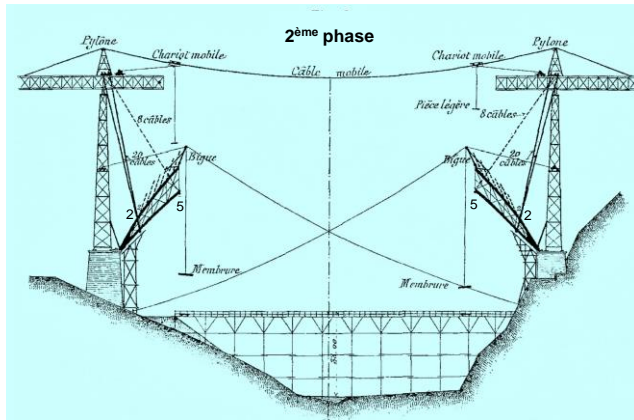
Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Principales étapes de montage de l'arc

Réalisation des ½ arcs :

- Montage en porte-à-faux jusqu'au montant n°5.
- Pose de 8 câbles attachés à 2 selles placées sous les membrures du montant 5.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

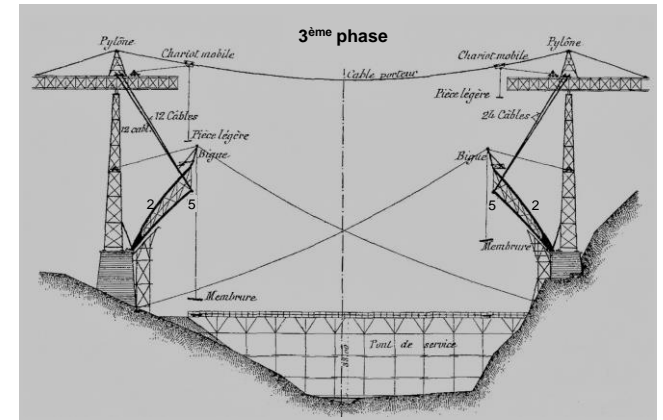
93

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Principales étapes de montage de l'arc

- Les 20 câbles du montant n°2 sont détachés.
- 16 autres câbles sont installés sous le montant 5.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

94

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

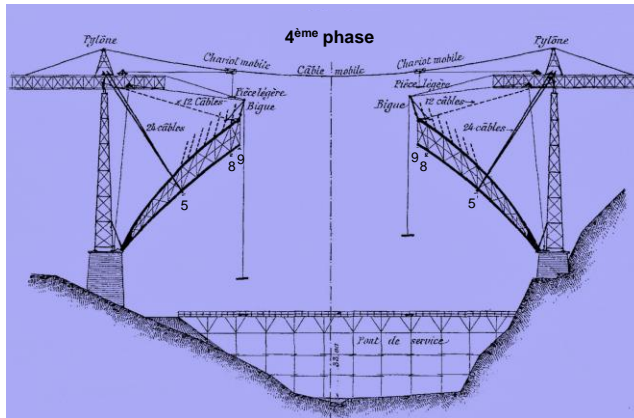
CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Principales étapes de montage de l'arc

- Le montage se poursuit jusqu'au montant 9.
- 12 câbles sont attachés sous les membrures supérieures du montant 9.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

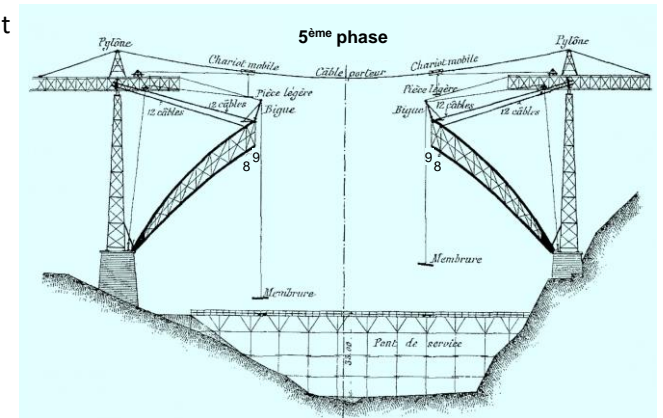
95

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Principales étapes de montage de l'arc

- Les câbles du montant 5 sont enlevés
- 12 autres sont posés sous la membrure supérieure du montant 8.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

96

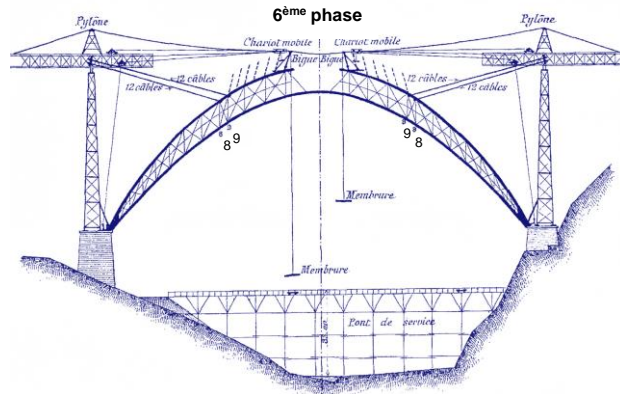
Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Principales étapes de montage de l'arc

- Le montage continue et les deux $\frac{1}{2}$ arcs se rejoignent à la clé d'intrados.

Cette technique de montage est la même que celle mise au point 6 ans plus tôt par Émile Nouguier pour le Maria Pia.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 97 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Phase de montage avec les câbles de maintien

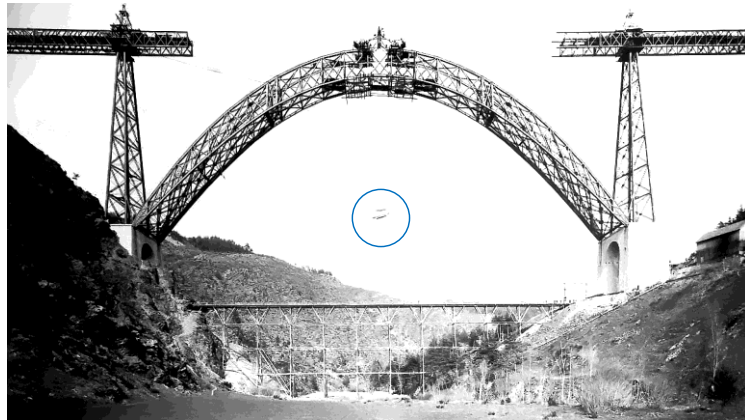


CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 98 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Clavage de l'arc



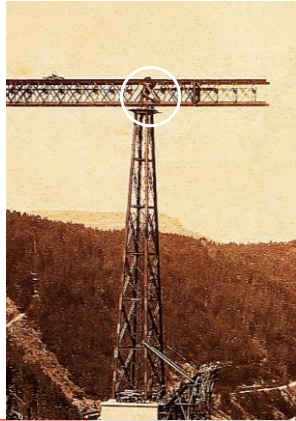
CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 99 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Photos du montage

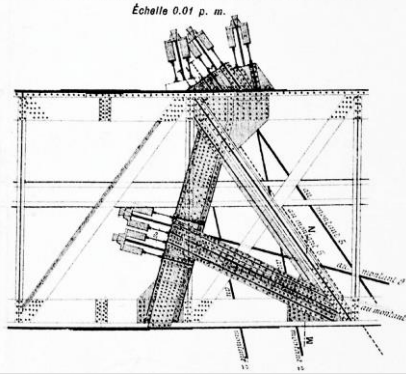


CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 100 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Appui des têtes de câbles sur la structure



MODIFICATIONS DU TABLIER POUR L'AMARRAGE
DES CABLES SUPPORTANT DIVERS POINTS DE L'ARC
Échelle 0.01 p. m.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

101

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Pose de la clé

La pose de la clé des membrures d'intrados a lieu le 20 avril 1884, après une phase de mouflage de chacun des $\frac{1}{2}$ arcs pour que les éléments soient parfaitement positionnés pour recevoir le panneau médian du treillis.

Le 26 avril, mise en place de la clé des membrures d'extrados :

La température étant plus élevée que celle prévue lors de l'étude, les trous destinés au boulonnage provisoire ne sont pas en face. Il faut attendre 18h pour claver les membrures d'extrados.

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

102

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Clavage de l'arc



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

103

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Clavage final : 2 comptes-rendus différents

- **Gustave Eiffel dans sa notice de 1888** : « La pose de la clef d'extrados se fit le 25 avril 1884 sans la moindre difficulté et sans nécessiter ni retouche, ni alésage des trous ; ce résultat témoigna que l'arc monté avait rigoureusement la forme prévue, que les rotules étaient bien à leur position exacte et que la précision de la pose ne laissait rien à désirer. »
- **Léon Boyer** : le clavage fut un peu compliqué : « Il a eu lieu du 23 au 26 avril 1884. Du fait de la température à ce moment-là, la clef avait ≈ 3 mm de plus que le vide à remplir. Il a fallu buriner les âmes sur 15 cm de hauteur et 2 mm d'épaisseur pour faciliter l'entrée de ces pièces. De longs boulons ont été posés dans les trous correspondants des semelles des tronçons amorce et de la clef et on a frappé sur celle-ci à grands coups de masse, en ayant soin de serrer au fur et à mesure les écrous des boulons ».

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

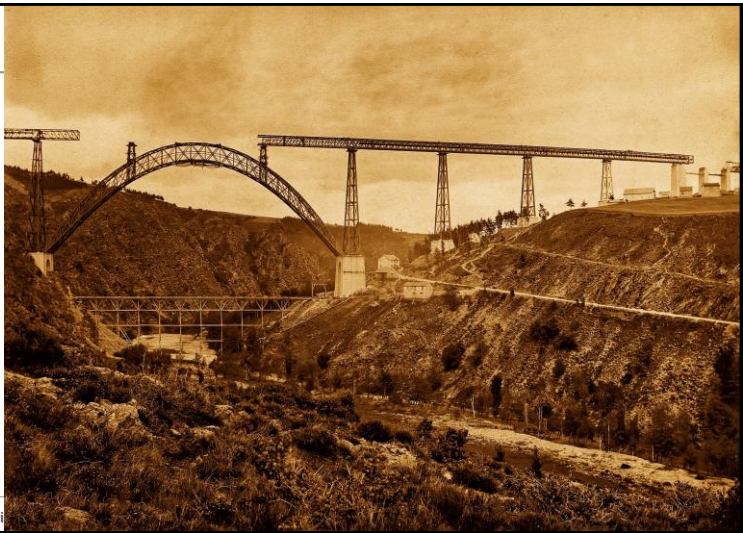
104

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Montage

Pose des
petites piles sur
l'arc.



CICOMM'25 Le vi

Fin du montage

Les 2 petites piles de l'arc sont montées sur les montants 8 et 9.

Les 5 et 17 juin, les 2 dernières phases de lançage des tronçons N et S du tablier sont réalisées. Les tronçons viennent en appui sur ces piles et les culées sont libérées. Les voûtes maçonnées peuvent alors être termines.

Ces dernières, ainsi que la pose de la voie ferrée qui avait été menée dans le même laps de temps, sont terminées le 17 septembre 1885.

Ainsi s'achève ces 5 années de travaux auxquels ont pris part environ 500 personnes.

Ils correspondent à une masse métallique installée de 3250 t et à 680 000 rivets posés, soit à Levallois, soit sur le site.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882)

106

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Comparaison avec le pont Maria Pia



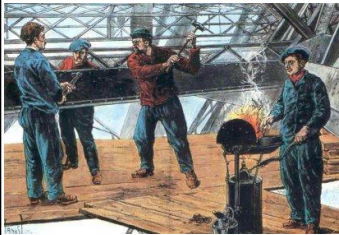
CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882)

107

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Nombre de rivets posés à Levallois ou à Garabit



Pose de rivets à chaud

	à l'atelier	Sur site	Sur site / total
Piles	120 553	52 355	30%
Tablier	123 021	155 471	56%
Arc	122 927	104 441	46%
	366 501	312 267	46%
	678 768		



Photos prises 25 ans plus tard lors de la construction du viaduc des Fades

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882)

108

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Les ouvriers

En été 1881, pendant la construction des maçonneries, il y eut jusqu'à 400 personnes environ sur le site. La main d'œuvre de proximité qui venait de la Creuse, du Cantal et de la Lozère, était très insuffisante. 200 à 300 piémontais sont recrutés et ils s'installèrent sur le site.

Les salaires horaires de l'époque étaient établis sur les bases suivantes :

- **Mousses :** 0,23 Fr
- **Riveurs :** 0,46 Fr
- **Monteurs :** 0,55 Fr
- **Charpentiers :** 0,65 Fr
- **Contremaîtres :** 1,00 Fr

Coût de l'ouvrage



Selon	Parties métalliques	Maçonneries	Total	% métal
Eiffel	2 390 750 Fr			
Boyer	2 426 766 Fr	876 365 Fr	3 303 132 Fr	73 %

5 - Essais et mise en service



Les essais du viaduc

Le viaduc est terminé avant que le tronçon reliant Marvejols à St-Chély-d'Apcher ne soit en service (il l'a été à partir du 9 mai 1887).

Le 10 avril 1888 ont lieu les épreuves de l'ouvrage. Il s'agit des essais suivants :

- surcharge statique de chaque travée à l'aide d'une rame de 165 t,
- surcharge statique de 2 travées adjacentes avec des rames de 285 t,
- surcharge de l'arc au moyen d'une rame de 405 t.

Les essais du viaduc

Lors des essais statiques, les convois sont immobilisés pendant 2 h, au cours desquelles les déplacements de la structure sont mesurés au milieu des travées et à mi-portée de l'arc ; les valeurs maximales enregistrées sont les suivantes :

- travées courantes : 19 mm,
- arc central : 12 mm.

Le 13 avril, un essai dynamique clôt les épreuves, avec la circulation à 25 km/h d'une rame de 405 t. Aucune oscillation anormale n'est constatée.

La réception de l'ouvrage est prononcée officiellement le 14 mai 1888.

La ligne ferroviaire reliant Marvejols à Neussargues sera mise en service le 10 novembre de la même année.

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 113 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

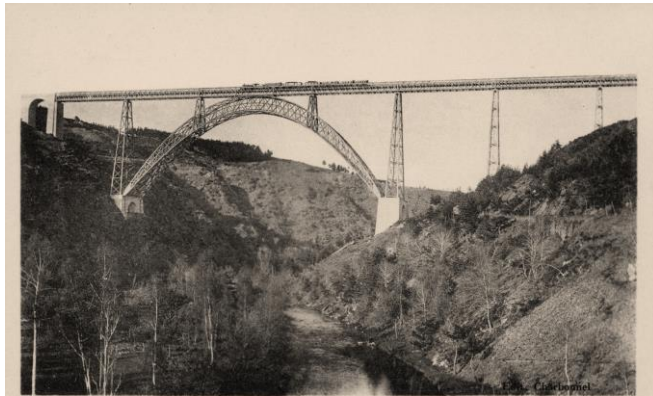
Dates clés de l'ouvrage

Différentes phases du chantier	Dates
Préparation du site et installation du chantier	janvier 1880
Début des maçonneries	octobre 1882
Début du montage de la 1 ^{ère} pile	août 1882
Début du montage de l'arc	24 juin 1883
Pose de la clé d'extrados	26 avril 1884
Livraison du viaduc	novembre 1884

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 114 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC



Carte postale ancienne



287 L'Auvergne — Cantal - Viaduc de GARABIT

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 115 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

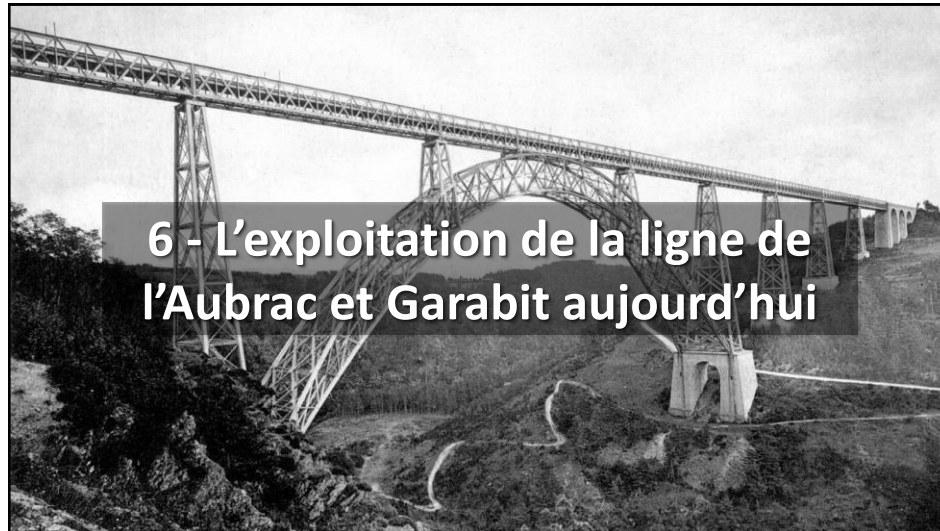
Conclusions de Léon Boyer

Il reste :

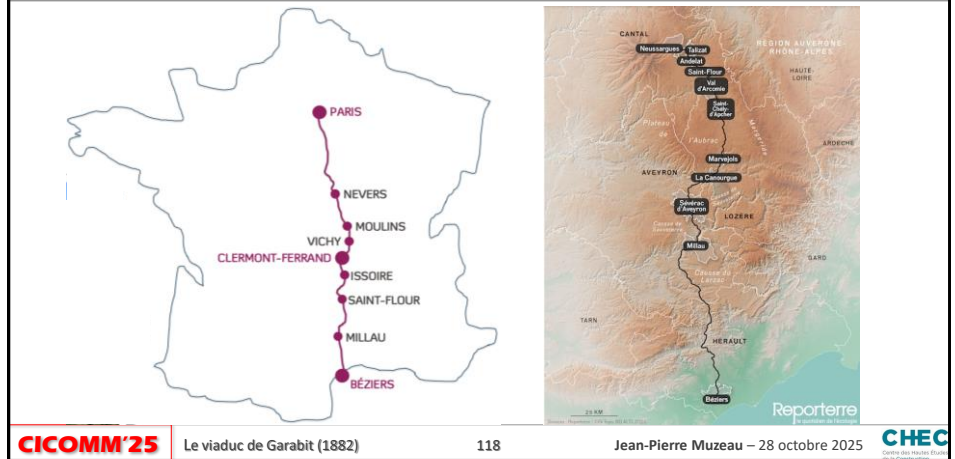
- à mieux connaître les effets du vent, dont l'action n'a été évaluée jusqu'ici que par des expériences assez discordantes ;
- à se rendre compte plus exactement de l'influence des chocs au passage des machines ;
- à faire porter les épreuves de résistance du métal, non plus sur de petits prismes, mais sur des pièces entières ;
- à multiplier les expériences sur la rivure.

En un mot, *c'est moins de la théorie que de l'expérimentation et de la pratique de l'art que l'on doit attendre les prochains progrès de la construction métallique.*

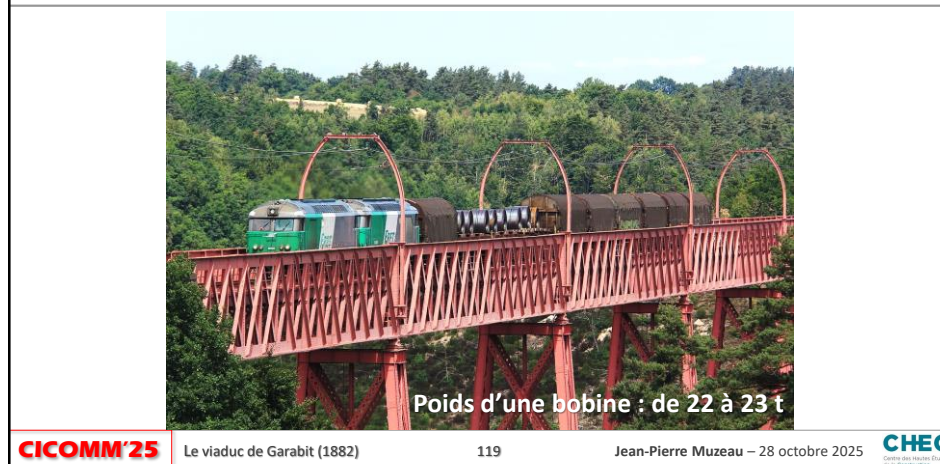
CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 116 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC



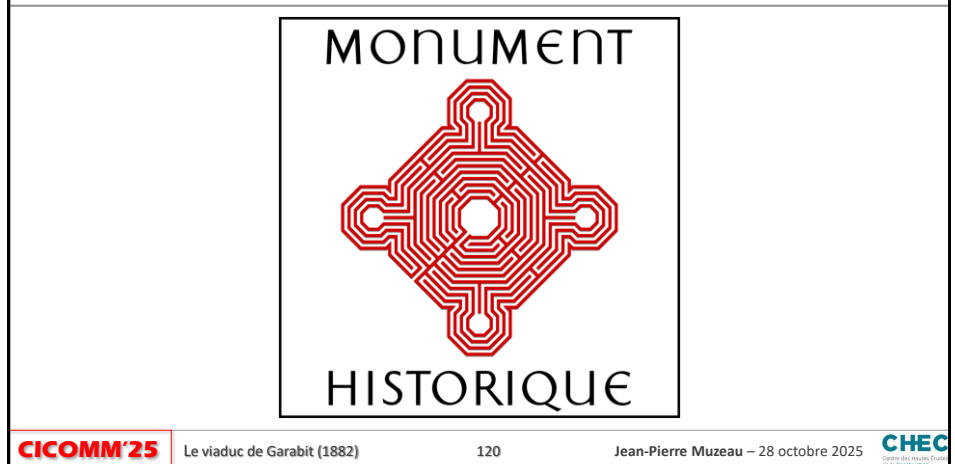
La ligne de l'Aubrac entre Paris et Béziers



Train de bobines sur le viaduc



Classé à l'inventaire des MH en 2017



Il faut surveiller et préserver l'ouvrage



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

121

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

7 - Le suivi par la SNCF



Analyse de l'ouvrage

- Trafic actuel : 3 AR fret par semaine + 1 AR voyageurs par jour.
- La voie est posée directement sur des traverses et longrines en bois (pas de ballast) ⇒ Transmission directe et agressive des charges dans la structure.



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

123

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

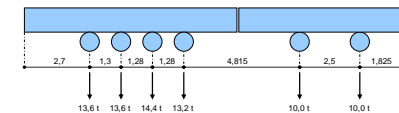
Évolution des charges

Depuis la construction, les charges d'exploitation ont beaucoup augmenté :

- L'ouvrage a été dimensionné pour un modèle de charge constitué d'un train de locomotives :

$$P_{\max} = 14,4 \text{ t}$$

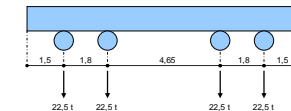
$$q = 4,8 \text{ t/m}$$



- Aujourd'hui, il est capable de recevoir des circulations D4 :

$$P_{\max} = 22,5 \text{ t (soit 56 \% de plus)}$$

$$q = 8,0 \text{ t/m}$$



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

124

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC

Suivi de l'ouvrage

- Le viaduc est inspecté régulièrement :

Il est soumis à des visites d'**Inspections Détaillées (ID)** :

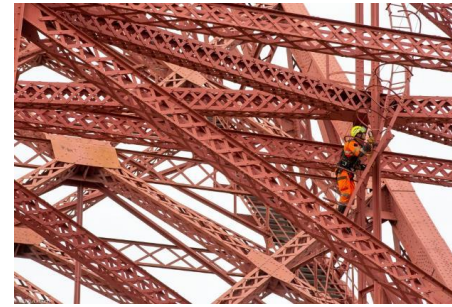
- ID tous les 3 ans pour les parties métalliques. La dernière en 2021. Durée 6 à 8 semaines,
- ID tous les 6 ans pour les travées d'approches en maçonnerie.

Objectif : examiner toutes les parties de l'ouvrage.

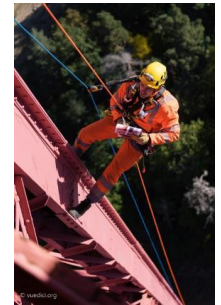
Réalisées par des spécialistes Ouvrages d'Art de SNCF Réseau de Clermont-Ferrand.

Moyens de visites

- Visites à pied**



Visites sur corde



Moyens de visites

- Engins ferroviaires spéciaux** (plateformes négatives)

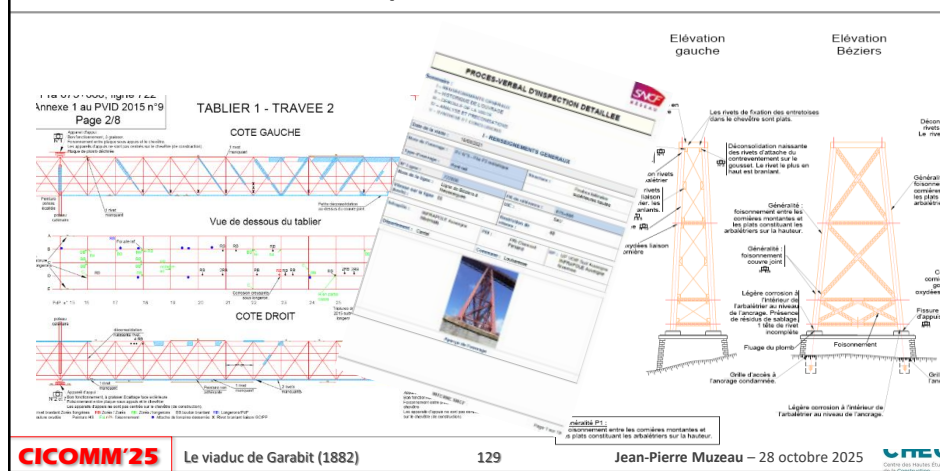


Moyens de visites

- Caméra endoscopique** pour les zones les plus difficiles d'accès.
- Contrôles par magnétoscopie** sur les zones les plus sensibles

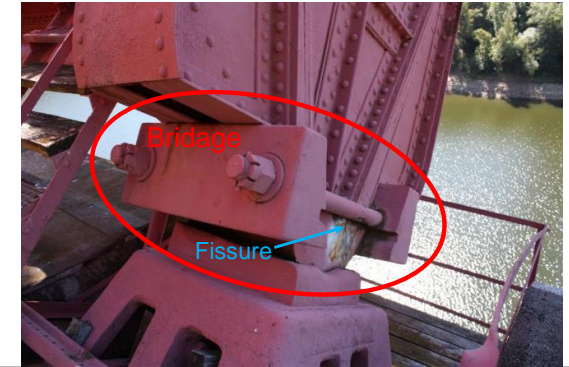


Résultats : PV d'inspection détaillée



Avaries et réparations réalisées

- L'ouvrage **vieillit** peu à peu. Il a subi, tout au long de son histoire, **diverses avaries** de gravités variables.
- En 1952, une **fissure importante** est découverte sur **un des pieds de l'arc**.
- Elle a été réparée au moyen d'un **bridage**. Son **évolution est suivie** lors des visites d'inspection par magnétoscopie.

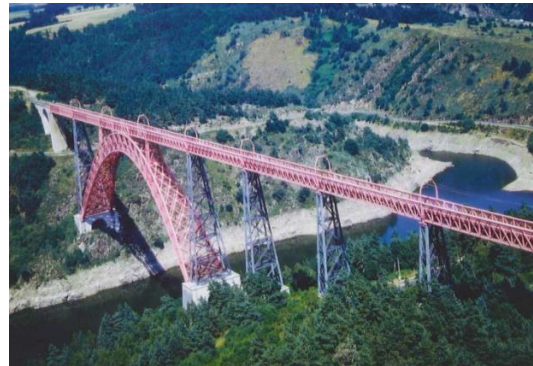


CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 130 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Avaries et réparations réalisées

- **1992** : remise en peinture du tablier : $\approx 26\,000\text{ m}^2$
- **1993** : remise en peinture de l'arc ($\approx 14\,500\text{ m}^2$)
- **1998** : Remise en peinture des piles, env. $11\,500\text{ m}^2$

Surface totale de remise en peinture pour l'ensemble de l'ouvrage : **52 000 m²**



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 131 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Avaries et réparations réalisées

- **2009** : réparation du chevêtre de la pile P1 suite à la découverte d'une fissure. C'est une pièce très sollicitée, la fissure progresse vite !
 - Circulation des trains interrompue pour raison de sécurité
 - Réparation en urgence
- Les autres chevêtres sont renforcés dans les mois qui suivent



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 132 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Avaries et réparations réalisées

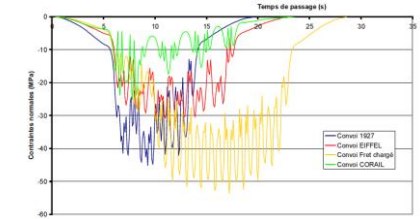
- **2009-2010** : réparation des chevêtres par les équipes de SNCF Réseau.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 133 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Avaries et réparations réalisées

- **Depuis 2010**, des calculs en fatigue ont été menés en plusieurs sections représentatives de l'ouvrage.
- Si les résultats doivent être considérés avec la plus grande prudence, il apparaît clairement que :
 - Le chevêtre fissuré présentait une sensibilité toute particulière à la fatigue sous les convois lourds.
 - Les autres éléments de l'ouvrage sont à priori beaucoup moins exposés.
- Depuis cette modélisation, une limitation à **30 km/h** de la vitesse des trains « lourds » est imposée sur l'ouvrage.



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 134 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Exemples d'avaries et réparations réalisées

- **2011** : remplacement des appareils d'appuis fixe sur les piles P4 et P5 suite à découverte de fissures dans les balanciers



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 135 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Exemples d'avaries et réparations réalisées

- **2015** : renforcement de longerons sur pièces de pont suite à une déconsolidation (battement constaté lors de l'inspection)



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 136 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 CHEC

Exemples d'avaries et réparations réalisées

- **2024** : remplacement des longrines et traverses bois avec remise en peinture des zones inaccessibles sous longrines



CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

137

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

Exzemple d'opération à venir

- **Etat actuel de la protection anticorrosion** : les dernières inspections mettent en évidence un état en amorce de dégradation pour le tablier et l'arc.



Raisons : la durée de vie du revêtement a dépassé les 30 ans et la méthode de décapage par avivage utilisée lors des travaux de 1992 et 1993

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

138

Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction

POLYTECH
CLERMONT-FERRAND

Opérations à venir

**Il est envisagé la réfection des tous défauts à échéance de 10 ans.
La surface totale à traiter est de 40 500 m².**

L'état du revêtement anticorrosion des piles est jugé encore acceptable. Sa réfection devra être envisagée dans un second temps pour une surface totale à traiter de 11 500 m².

Encore faut-il trouver les moyens pour cela compte-tenu de l'excellente situation financière de la France actuellement !!!

CICOMM'25

Le viaduc de Garabit (1882)

139

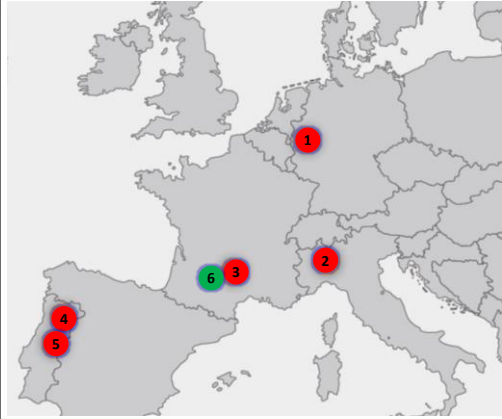
Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025

CHEC
Centre des Hautes Études
de la Construction



8 – Classement à l'UNESCO

Un classement en série



- 1 Viaduc de Müngstener (D)
- 2 Pont San Michele (I)
- 3 Viaduc de Garabit (F)
- 4 Pont Maria Pia (P)
- 5 Pont Dom Luis (P)
- 6 Viaduc du Viaur (F)

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 141 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Demande en cours pour ces 6 viaducs en arc



CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 142 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

Le viaduc la nuit en septembre dernier



Merci pour votre attention

4^{ème} **C**onférence **I**nternationale de **C**onstruction **M**étallique et **M**ixte
CICOMM'25
Alger, 26-27 octobre 2025

CICOMM'25 Le viaduc de Garabit (1882) 143 Jean-Pierre Muzeau – 28 octobre 2025 **CHEC**

