

La construction de la Via Cenni à Milan – 4 bâtiments en bois avec 9 étages

Andrea Bernasconi
heig-vd / HES-SO
CH-Yverdon-les-Bains



La construction de la Via Cenni à Milan - 4 bâtiments en bois avec 9 étages

1. Le projet

L'ensemble du projet de la Via Cenni à Milan est formé par 4 tours de 9 étages chacune, qui sont reliées entre elles par des parties de bâtiment de 2 étages. Le tout fait partie d'un projet d'urbanisation de l'ensemble du quartier, qui prévoit 124 appartements et, entre autre, des espaces communs et un parc de 1000 m². Les appartements sont loués en partie avec des prix modérés, en partie avec une formule qui en prévoit l'achat par les locataires dans quelques années avec des conditions définies à l'avance. Le projet d'architecture a été réalisé par l'Architecte Fabrizio Rossi Prodi, de Florence. Il est réalisé par Polaris Investment Italia SGR Spa, en collaboration avec la Fondazione Housing Sociale, dans le cadre du fonds immobilier "FondoFederale di Lombardia".

Le projet, qui est actuellement en phase de réalisation, a été choisi à la suite d'un concours d'architecture avec plus de 100 participants, dont il est sorti gagnant.



Image1: Le projet "via Cenni" à Milan - Source: Arch. Rossi Prodi, Firenze

Le projet a été conçu dès le départ comme construction en bois. La décision de réaliser la structure porteuse avec de panneaux de contreplaqué de planches a été prise dans la toute première phase de projet. Les raisons pour cela est à trouver dans la recherche de solutions innovantes, spécialement dans le cadre des ressources soutenables et renouvelables. Parmi les autres aspects d'importance pour le maître de l'ouvrage, et favorable à la solution de la construction en bois, on peut indiquer le temps de réalisation réduit et la bonne capacité d'isolation de la construction (faible consommation d'énergie).

2. Bâtiments en bois avec plusieurs étages

La moderne technologie de la construction en bois permet la réalisation de bâtiments avec plusieurs étages, comme le démontre la construction toute récente de quelques objets isolés dans plusieurs pays d'Europe. Parmi les spécialistes on considère la réalisation de bâtiments d'habitation jusqu'à 10 étages comme correspondant à l'état de l'art et de la technique. Ceci signifie que la réalisation de ces structures est simplement l'application pratique de connaissances et technologies connues et disponibles. Mais il faut aussi rajouter et souligner que les constructions de cette envergure doivent être considérées comme des "ouvrages d'ingénierie" et ne peuvent pas être décrites et traitées comme la "simple majoration géométrique" des technologies et des techniques normalement utilisées dans la construction des maisons en bois.

Avec ses 9 étages hors terrain et des dimensions en plan relativement petites (environ 13.5 x 19 m) ces 4 bâtiments peuvent être considérés sans autre comme des tours. La structure porteuse, réalisée avec des panneaux de contreplaqué de planches, est donc sans doute un ouvrage d'ingénierie et doit être donc conçue, construite, calculée et dimensionnée dans le respect le plus strict des règles de l'ingénierie des structures porteuses en bois. En plus de cela il fallait prendre en compte les particularités de ce projet, telles que par exemple l'élancement des tours, ou le fait que le lieu de construction est en Italie, un pays notamment connu pour ces caractéristiques sismiques. En particulier ce dernier sujet est objet d'une sensibilité très grande, même si la ville de Milan n'est pas une région à plus haut risque sismique. La permission de construire a été soumise à une approbation spécifique du projet de la structure porteuse, délivrée par la plus haute autorité nationale chargée du domaine de la construction.

Au-delà de 4 tours le projet comprend aussi plusieurs parties de bâtiment avec 2 étages. Il a été décidé dès le début de considérer – et de réaliser – la structure porteuse des tours de façon complètement indépendante des autres bâtiments. Ainsi on peut respecter de façon optimale les exigences de régularité et de symétrie de la structure. La structure de parties de bâtiment avec 2 étages ne présente pas de difficultés particulières et ne sera pas approfondie par la suite. Dans les chapitres suivants on analyse de façon plus détaillée quelques aspects de la structure des tours de 9 étages. Celles-ci ne sont en réalité pas absolument identiques, mais elles sont tellement similaires, qu'elles peuvent être considérées comme parties du même projet de structure porteuse.

3. La structure porteuse de 9 étages en panneaux

La structure porteuse tridimensionnelle est formée par les éléments porteurs plans, verticaux et horizontaux, qui sont assemblés entre eux de façon continue. Ces éléments porteurs sont en contreplaqué de planches. D'autres éléments porteurs ne sont utilisés que très rarement et en forme exceptionnelle, sous forme de poutre fléchée ou de pilier, avec fonction locale et pour renforcer certaines ouvertures dans les parois ou dans les dalles.

La structure porteuse est ainsi composée de 7 plans verticaux de parois, dont 3 parallèles et orientés dans une direction, et 4 perpendiculaires à celle-ci. Ces parois assurent la continuité de la structure porteuse verticale de la fondation jusqu'au sommet de la tour. Il ne s'agit pas de surfaces physiquement monolithiques et continues, mais elles sont interrompues par plusieurs ouvertures; ainsi chaque paroi n'est pas formée par une seule surface, mais par plusieurs bandes de parois se trouvant sur le même axe, chacune de longueur horizontale différente et variable. Les dalles horizontales assurent la liaison et la continuité entre les parties de la même paroi. Les ouvertures dans les parois sont surmontées par des linteaux, qui sont normalement intégrés dans la continuité des panneaux de paroi; la concentration de forces locale qui en résulte se distribue sur une partie de la longueur de la paroi en descendant. Les balcons sont réalisés avec des porte-à-faux, parfois avec l'effet de porte-à-faux assumé par la dalle, parfois par les parois verticales prolongées vers les balcons. Avec la seule exception des balcons, dans la structure il n'y a aucun élément en porte-à-faux et aucun élément de parois qui ne soit pas continu vers le bas. Les parois, dont la continuité vers le bas n'est pas donnée, ne sont pas considérées dans le concept de la structure porteuse. Il en résulte ainsi une structure porteuse composée

par des bandes de parois, qui deviennent de plus en plus courtes au fur et à mesure que l'on avance dans la hauteur du bâtiment. Cette simple considération de la structure porteuse permet une première définition, simple, efficace, mais aussi et surtout facilement gérable et contrôlable, de la descente des charges

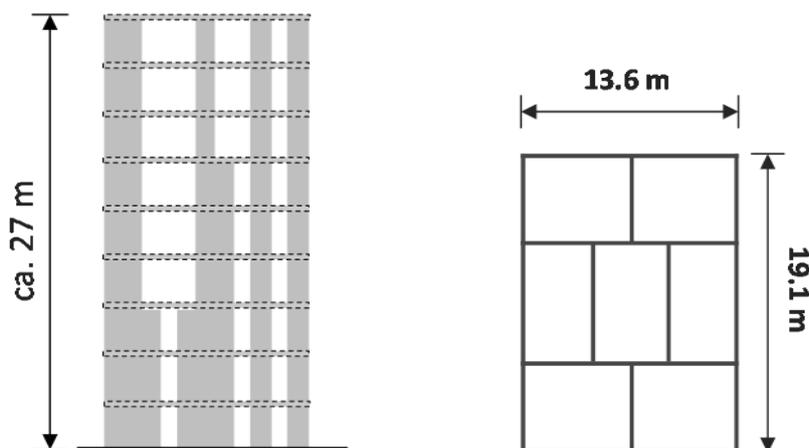


Image 2: Dimensions de la structure et représentation schématique des parois et des ouvertures

La structure est réalisée par étages; les parois sont ainsi interrompues et séparées à chaque étage par les dalles. Les dalles sont appuyées directement sur le bord supérieur des parois et les parois supérieures sont appuyées directement sur la surface de la dalle inférieure. Les dalles forment les raidisseurs horizontaux. Les dalles sont orientées selon la direction porteuse principale et sont composées par plusieurs panneaux assemblés entre eux, de façon à permettre l'effet de raidisseur global de toute la surface de la dalle.

L'ensemble de la structure en bois est ancré à la fondation, qui est donnée par la construction en béton armé de l'étage de sous-sol. La liaison entre la construction en bois et la fondation en béton est considérée comme la base fixe de la structure en bois; cette hypothèse a été confirmée par l'analyse dynamique de l'ensemble de la structure.

4. Les éléments porteurs en contreplaqué de planches

4.1. Les dalles

Les dalles sont formées par des panneaux orientés selon leur direction porteuse principale. La disposition des locaux et des balcons n'étant pas la même à chaque étage, l'orientation des dalles n'est pas la même à chaque étage. Ceci permet entre autre de mieux distribuer les charges verticales sur l'ensemble des parois verticales, et livre une contribution non négligeable à la distribution homogène des charges et ainsi aussi à la régularité de l'ensemble de la structure et de la descente des charges. Les dalles ont aussi des portées différentes et variables. Pour des raisons de simplification, mais aussi pour assurer une meilleure régularité de la rigidité des raidisseurs horizontaux, l'épaisseur des dalles est maintenue constantes de 200 mm (panneaux avec 5 couches) pour tout élément de dalle avec une portée jusqu'à 5,80 m; pour les portées plus grandes des dalles - jusqu'à 6,70 m - les dalles ont une épaisseur de 230 mm et sont formées par des panneaux avec 7 couches. Toutes les exigences structurales pour les dalles sont ainsi prises en compte et respectées.

4.2. Parois

L'épaisseur des parois est constant sur chaque étage, de façon à assurer la régularité de la structure porteuse et à éviter les discontinuités de rigidité sur la hauteur de la structure, mais aussi pour simplifier la construction. La distribution plutôt régulière des charges verticales sur l'ensemble des parois est aussi un raison pour ce choix. L'épaisseur des parois diminue avec la montée aux étages; ainsi la structure réduit sa résistance et sa rigidité de façon similaire à la réduction des efforts. L'épaisseur des parois a été fixée

avec 200 mm pour le rez-de-chaussée, avec 180 mm pour les niveaux 2, 3 et 4, avec 160 mm pour les niveaux 5 et 6, avec 140 mm pour les niveaux 7 et 8, et avec 120 mm pour le niveau 9. Tous les panneaux des parois ont 5 couches.

5. La structure 3D en panneaux

5.1. Importances des assemblages

Les panneaux en contreplaqué de planches en grandes format ont une dimension qui est assez petite, si comparée avec les dimensions absolues de la structure d'une tour. La structure porteuse tridimensionnelle existe seulement si et quand ces panneaux plans sont assemblés entre eux de façon à obtenir la continuité de la structure sur plusieurs panneaux. Pour obtenir cette continuité il ne suffit pas des assemblages avec une bonne résistance en comparaison avec la résistance des panneaux, mais il faut aussi que l'assemblage puisse assurer la continuité de la rigidité. Sans une suffisante rigidité des assemblages, la formation de la structure porteuse tridimensionnelle est, simplement, impossible. Il est reconnu que les assemblages mécanique de la construction en bois ne sont pas et ne peuvent pas être admis comme "absolument rigides". Il est donc acquis, que les assemblages ne permettent pas la continuité de la rigidité et qu'un certain déplacement entre les deux éléments assemblés se produit toujours. Ce déplacement dépend directement de la composition de l'assemblage et dans le cas de structures habituelles et simples peut être négligé.

Dans le cas de structures plus complexes la rigidité des assemblages peut avoir un effet très important sur les efforts dans les éléments porteurs et elle doit être prise en compte de façon attentive et soigneuse. Les structures tridimensionnelles avec panneaux minces sont particulièrement sensibles à ces effets, car elles présentent un degré d'hyperstaticité interne très élevé. La distribution des efforts internes et des sollicitations des différents éléments de panneau dépend ainsi directement de la rigidité des assemblages.

La déformation relative entre les panneaux détermine aussi l'effet tridimensionnel de l'ensemble de la structure. Responsable de cet efficacité est en premier lieu la rigidité des assemblages, et non leur résistance. Le cas extrême peut être représenté par une structure tridimensionnelle, composée par des éléments de surface, minces: si les assemblages entre ces éléments avaient une résistance infinie, mais aucune rigidité, la structure qui en résulterait ne pourrait être définie que comme "château de cartes". L'image 3 montre le comportement d'une structure d'un bâtiment avec des assemblages complètement rigides entre les surfaces porteuses horizontales et verticales. Dans ce cas le comportement mécanique peut être décrit par un simple équilibre des forces sur le corps rigides représentant l'ensemble de la structure et les réactions d'appuis peuvent être définies assez rapidement par la résultante des forces: les charges horizontales ne provoquent qu'un léger déplacement de la ligne d'action de la résultante des forces verticales. L'image de droite montre les réactions d'appuis d'une structure tridimensionnelle aussi composée par des éléments porteurs de surface et minces (dalles et parois); mais dans ce cas celles-ci sont composé de plusieurs segments et les assemblages entre les différents éléments sont déformables, ou soumis à un certain glissement: les éléments des parois deviennent ainsi des éléments plutôt séparés les uns des autres, où chaque élément vertical est encastré dans les fondations par un couple de forces. L'effet global et tridimensionnel de la structure est beaucoup plus réduit; les déformations globales de la structure sont plus grandes et la rigidité globale de la structure est plus petite. On peut donc comprendre que la distribution effective des contraintes dans la structure, la grandeur des forces internes et en général le comportement mécanique tridimensionnel de l'ensemble de la structure dépendent directement de la rigidité des assemblages. Il est intéressant de remarquer qu'une réduction de la rigidité des assemblages provoque par principe une augmentation des sollicitations et de la grandeur des réactions d'appui au sol. Il est ainsi correct de poser la question sur la nécessité d'un critère de rigidité - et non seulement de résistance - pour la vérification des assemblages et des moyens d'assemblage.

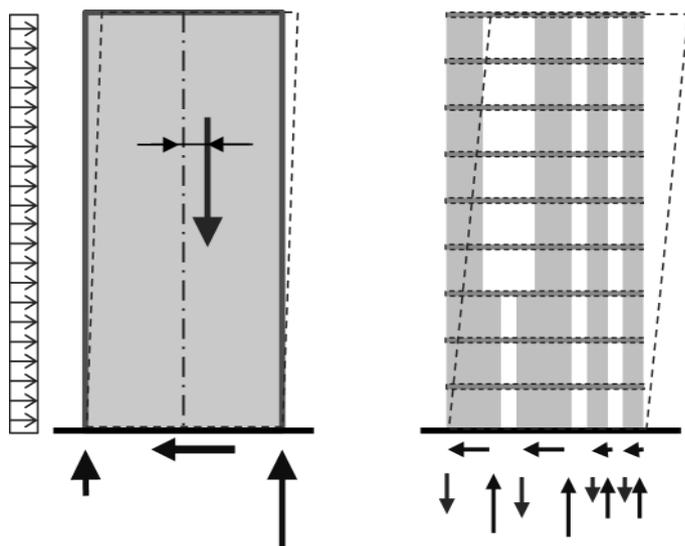


Image 3: Structure monolithique et rigide; structure avec assemblages non rigides, et soumis à un glissement

L'importance de ces considérations montre tous ses effets surtout lors de l'analyse dynamique, par exemple dans le cadre d'une analyse sismique. Des assemblages ponctuels, souvent utilisés avec succès dans les structures simples et habituelles de la construction en bois avec structures de dimensions et élancement réduits, ont des rigidités très petites et ne peuvent pas avoir un effet déterminant dans le cas de structures plus complexes.

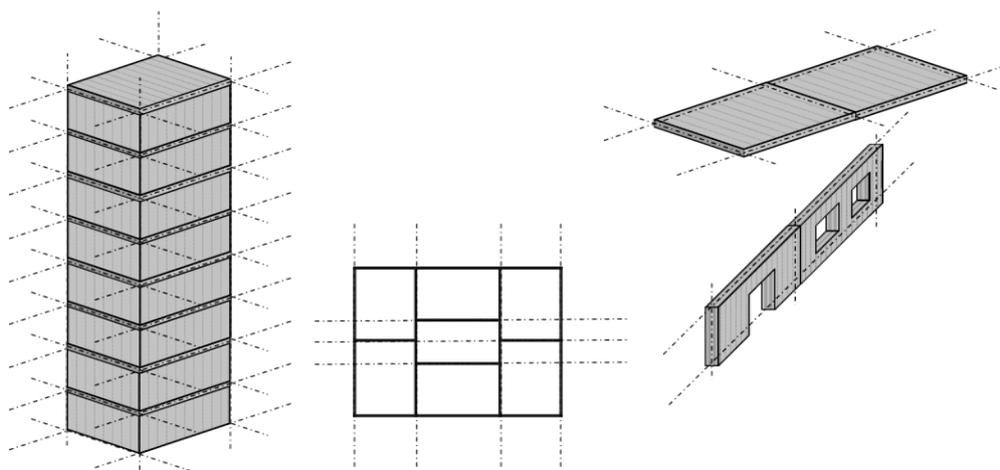


Image 4: Lignes d'assemblage d'une structure tridimensionnelle complexe

Dans le cas de structures complexes et de grandes dimensions, réalisées avec des panneaux, le nombre des lignes d'assemblages est très grand: on doit aussi considérer que aussi les plans de la même paroi ou de la même dalle sont souvent composés par plusieurs panneaux, qui doivent être assemblés entre eux avec des assemblages mécaniques. Même avec des panneaux de très grandes dimensions, et donc avec un nombre minimal de panneaux, on obtient toujours un nombre très grand de lignes d'assemblages. L'image 4 en montre un exemple schématique.

5.2. La performance des lignes d'assemblages

Les assemblages entre les panneaux doivent être décrits dans leur comportement mécanique de façon à en définir non seulement la résistance, mais aussi la rigidité. On disposera ainsi des informations nécessaires à l'analyse correcte du comportement mécanique de l'ensemble de la structure. Dans le cadre de ce projet on a complètement renoncé aux assemblages ponctuels; tous les assemblages ont été réalisés sous forme de lignes continues d'assemblage. On a ainsi assuré la continuité et la régularité de la structure aussi en relation avec la continuité de flux des forces et de la rigidité. L'utilisation d'as-

semblages ponctuels auraient imposé des discontinuités dans le flux des forces et des efforts, mais aurait aussi imposé des assemblages avec une rigidité très faibles et peu convenables.

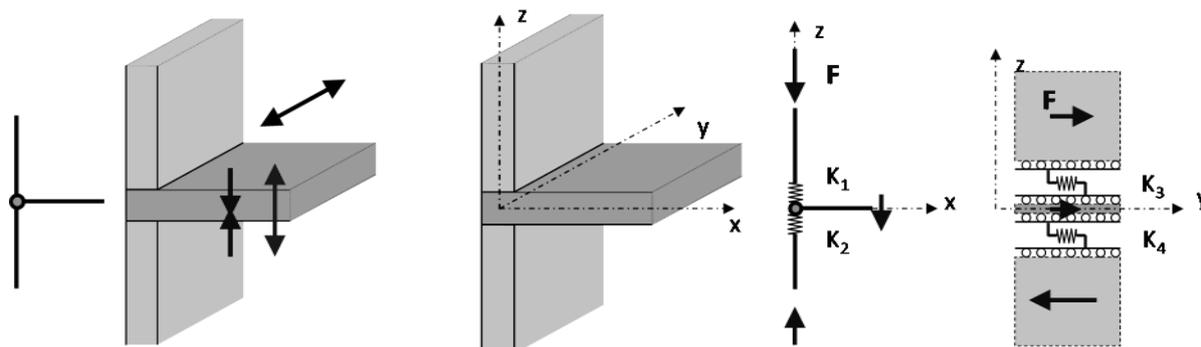


Image 5: Modèle et valeurs de référence de la rigidité des assemblages

L'image 5 montre les valeurs caractérisant le comportement mécanique et la rigidité des assemblages. On peut généralement admettre que le comportement de l'assemblage correspond à une rotule sur l'axe représenté par la ligne de l'assemblage. La transmission des autres forces implique un glissement élastique de l'assemblage, caractérisé par un module de glissement K . Pour chaque assemblage utilisé dans ce projet on a défini un module de glissement sur la base des indications dans les normes ou dans les certificats d'homologation des assemblages. Pour le calcul ces valeurs des modules de glissement ont été considérées comme des paramètres et soumis à une variation. Avec cette procédure on peut contrôler et analyser la sensibilité numérique du modèle de calcul - mais aussi sa fiabilité; on peut aussi prendre en compte les éventuelles et probables variations de la rigidité effective des assemblages par rapport aux valeurs de calcul théoriques.

5.3. Systèmes d'assemblages utilisés

Comme on l'a décrit dans les paragraphes précédents, les assemblages sont les composantes essentielles et fondamentales de ce type de structures. Dans le cadre de ce projet on a utilisé principalement deux systèmes d'assemblages, qui ont conduit à une série de plusieurs typologies d'assemblages.

Transfer des forces de compression paroi-dalle-paroi

La transmission des forces de compression verticale d'une paroi à l'autre se passe par pression de contact sur la dalle qui se trouve entre les deux parois, indépendamment de l'assemblage mécanique utilisé pour la transmission des forces horizontales de cisaillement ou verticales de traction. La limite de la résistance est ainsi donnée par la résistance à la compression transversale du panneau et la rigidité de l'assemblage est donnée par l'épaisseur de la dalle et par la rigidité transversale du panneau. On a pu renoncer à un renforcement systématique et local de dalles, pour en augmenter la résistance au tassement transversale, grâce à la distribution des forces de compression sur pratiquement toute la longueur des parois verticales et donc sur toute la surface de contact entre les parois et la dalle. On a ainsi évité aussi les discontinuités du flux des forces verticales, qui sont en contradiction avec l'exigence de la régularité de la structure. On a pu démontrer que les limites de la résistance ne sont jamais dépassées. Il est utile de rappeler que la structure contreplaqué des panneaux permet d'obtenir une résistance au tassement transversal du panneau, qui est meilleure de la résistance au tassement transversale d'une poutre en bois lamellé collé réalisé avec le même matériau, ou d'une poutre de bois massif de la même classe de résistance.

Transfert des forces horizontales de cisaillement et verticales de traction

Les forces de traction sur les bords inférieurs et supérieurs des parois sont provoquées essentiellement par les forces du vent et par l'action du séisme. Ces forces peuvent être remarquablement grandes et sont une caractéristique des structures en bois, spécialement des structures en bois des bâtiments multi-étages. Les forces de cisaillement le long de l'axe de l'assemblage sont normalement plus petites et distribuées de façon régu-

lière sur toute la longueur de la paroi. Pour la réalisation de ces assemblages on a utilisé trois différents types d'assemblages, avec des caractéristiques de résistance et de rigidité différentes; dans tous les cas on assure un flux des forces continu et une suffisante rigidité de l'assemblage.

Pour les assemblages des étages inférieurs et pour l'ancrage à la fondation, un assemblage type avec des broches et des tôles en métal a été d'abord conçu. La transmission de la force à travers de la dalle est réalisé avec des tiges métalliques, qui fonctionnent comme éléments tendus et comme briche dans la dalle. Le nombre et la distribution des broches sont adaptés à la distribution effective des forces.

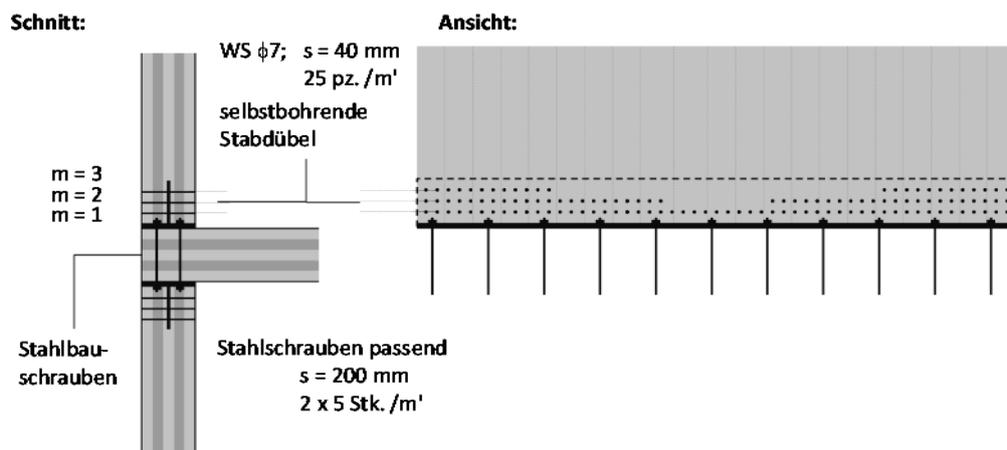


Image 6: Assemblage avec broches auto-perceuses et tôle en acier

Cet assemblage est caractérisé par une grande résistance et il permet surtout la transmission de forces très grandes. La rigidité de l'assemblage est suffisamment grande, malgré la sollicitation à la flexion peu favorable de plusieurs composantes. L'utilisation de broches auto-perceuses, ou le perçage de trou directement lors du montage et après avoir mis en place les parois, permet d'absorber les tolérances de montage. Par contre les trous verticales dans la dalle demandent une grande précision et peuvent devenir un aspect sensible lors de la réalisation.

Cet assemblage a été utilisé pour l'ancrage des parois à la fondation. Il faut remarquer que les panneaux doivent être usinés avec les entailles pour assurer la place aux tiges métalliques et aux rondelles. Il semble que la solution plus simple pour cet usinage soit le fraisage continu sur toute la paroi; dans ce cas le fraisage doit coïncider avec les couches transversales du panneau.

Indépendamment du fait que le muret en béton soit réalisé, le profil en acier en T sert d'appui pour les panneaux des parois et doit donc être positionné avec une très grande précision; la possibilité de réglage en hauteur est donnée par le filetage des barres d'ancrage. Pour assurer la correcte transmission des forces verticales de compression, il faut prévoir un bétonnage de remplissage sous les plaques métalliques.

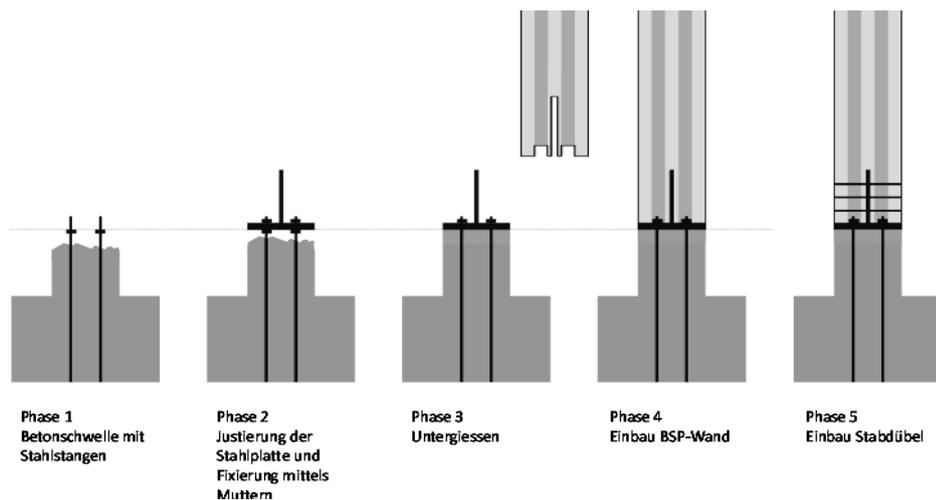


Image 7: Montage de l'assemblage entre la fondation et la première paroi

Cet assemblage prévoit les tiges verticales en acier avec un effet de broche pour la transmission des forces horizontales de cisaillement de la paroi supérieure vers la paroi inférieure et de la dalle vers la paroi inférieure. Il en résulte un assemblage double avec chaque fois un plan de cisailement, qui doit permettre d'obtenir une résistance suffisante, mais aussi une rigidité suffisante. Les boulon en acier - ou les broches avec filetage - sont ainsi des composantes d'un assemblage par broches sollicité au cisailement et doivent respecter les exigences de précision et de tolérances réduites valables pour les broches "ajustées". Le perçage des panneaux et le perçage des plaques métalliques doivent ainsi être réalisés en phase de préfabrication et demandent une précision très grande lors de la production et du montage. Afin d'éviter le pré-perçage et les problèmes liés au respect de ces tolérances de production et de montage, un autre système d'assemblage a été développé et utilisé pour l'assemblage paroi-dalle-paroi. Cet assemblage, qui permet une mécanique similaire, est représenté dans l'image 8.

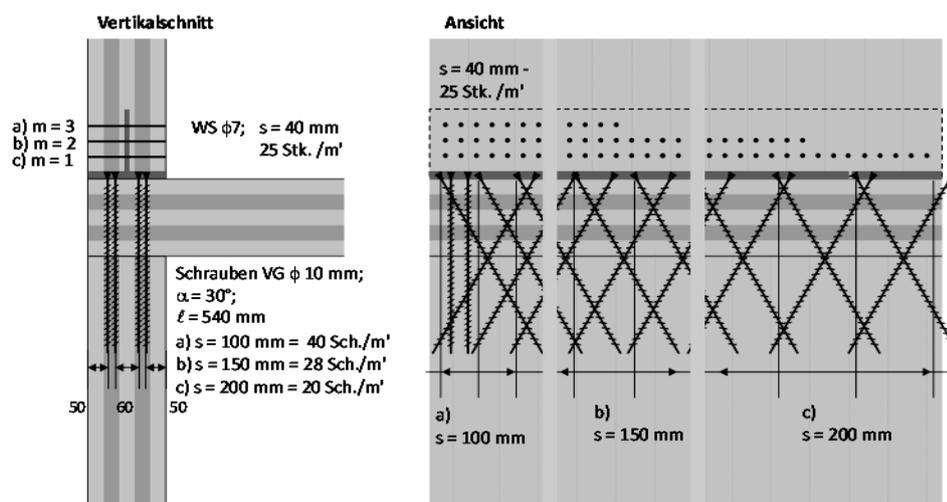


Image 8: Schéma de l'assemblage avec vis à filetage continue et tôles en acier

La pièce métallique en T est maintenue et son assemblage avec la paroi supérieure est identique avec celui avec broches auto-perceuses décrit dans l'image 6. Cet élément en acier en T est assemblé directement dans la paroi inférieure par des vis à filetage continu. Ces vis sont vissées directement à travers de la dalle horizontale et elles sont ancrées dans la plaque métallique horizontale par la tête de la vis. La plaque métallique horizontale doit être pré-perçée de façon conforme à la forme de la tête des vis utilisées.

Les forces de compression verticales sont transmises, aussi avec cet assemblage, directement par pression de contact entre les parois et la dalle. Les forces de traction sont transmises par les broches depuis la paroi supérieure vers le profil en acier, pour être

introduites dans les vis par la tête des vis. Les vis sont disposées par paires croisées et elles ne sont sollicitées qu'en traction. L'équilibre des forces de déviation qui en résultent est possible entre les éléments en acier et le bois. Les vis sont ancrées dans la paroi inférieure par sollicitation à l'arrachement. La transmission des forces horizontales de cisaillement se produit selon le même principe, avec la sollicitation à l'arrachement de vis tendues. Vu que la transmission de forces de compression par la tête des vis n'est pas possible, la transmission des forces horizontales de cisaillement ne se fait que par la moitié des vis.

Pour les assemblages paroi-dalle-paroi des étages supérieurs on a utilisé des assemblages plus efficaces et plus rigides. La transmission des forces dans ce cas n'est réalisée que par des vis à filetage continu, qui sont toujours vissées dans les panneaux avec un angle d'au moins 30° par rapport à la direction des fibres du bois. Les vis sont sollicitées à l'arrachement, et dans quelques cas au cisaillement. On obtient ainsi un assemblage simple, qui permet aussi la transmission de forces de traction et de cisaillement assez grandes et qui donne une bonne rigidité de l'assemblage. Il est aussi important de remarquer qu'avec cette solution aucune pièce métallique supplémentaire n'est nécessaire.

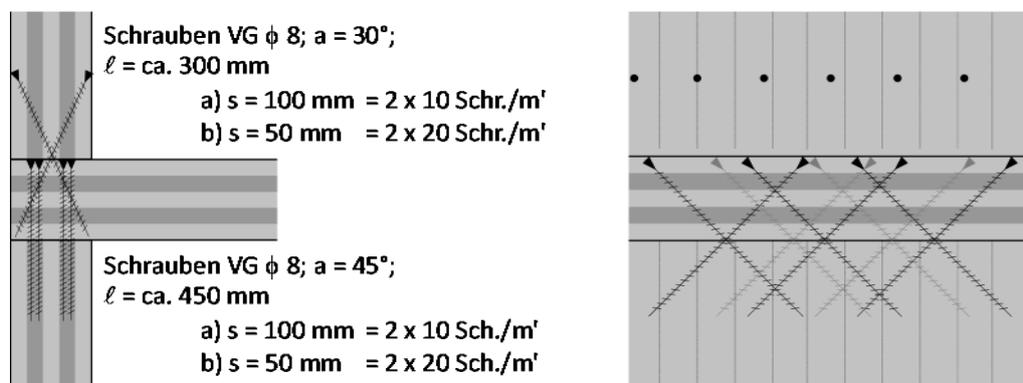


Image9: Assemblage avec vis à filetage continu, inclinées et disposé par couples

La réalisation de cet assemblage est particulièrement simple, car il n'y a pas de pièces métallique supplémentaire à introduire.

Assemblages dans le plan des panneaux et dans les angles des parois

Les assemblages dans le plan des parois ou des dalles, entre deux parties de panneau, sont aussi réalisés avec des vis à filetage continu, inclinées et disposées par couples croisées. Cet assemblage forme une rotule avec axe de rotation sur la ligne de l'assemblage, mais il permet la transmission des forces dans le plan et perpendiculairement à celui-ci, avec une rigidité suffisante.

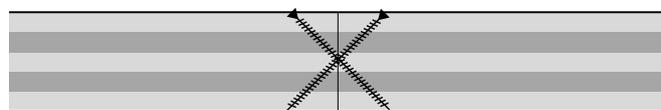


Image10: Assemblage dans le plan du panneau

6. L'analyse de la structure porteuse

L'analyse en détail de la structure porteuse contient plusieurs particularités, qui ne peuvent pas être décrites en détail dans le cadre de ce résumé. On se limite donc ici à quelques remarques essentielles.

6.1. Modélisation et analyse numérique

La construction d'un modèle numérique pour une structure de panneaux de cette envergure représente sans autre une tâche spéciale. Les paquets de logiciels usuels pour des calculs de cette taille sont normalement optimisés pour modéliser des structures en béton ou maçonnerie, ou pour des cadres. Les éléments finis disponibles permettent par contre souvent la modélisation des structures composées de panneaux, mais ils sont

rarement optimisés pour des structures compliquées, avec plusieurs éléments porteurs de surface et avec partout des assemblages déformables. Les modules de glissement peuvent normalement être considérés, mais souvent dans des formes et des modalités limitées. Il faut ainsi travailler avec des paquets de software plus génériques et spécialisés, qui ne sont pas toujours disponibles. De plus l'introduction dans le modèle de toutes les valeurs de rigidité des assemblages peut conduire rapidement aux limites du système de calcul, tout comme la prise en charge des anisotropies des caractéristiques mécaniques des panneaux avec fonction de dalle et avec fonction de parois.

Les rigidités des assemblages pour la modélisation numérique ont été définies sur la base des indications contenues dans les normes et dans les documents d'homologation des assemblages. On ne peut cependant pas oublier que ces valeurs ont été souvent définies sur la base de travaux scientifiques empiriques, qui ne considèrent que des cas spécifiques et isolés. Ces valeurs de la rigidité ont pourtant dans ce cas une grande importance en vue de la définition des efforts des éléments de la structure et du dimensionnement. Il faut aussi considérer que des modifications entre le modèle de calcul du projet et la réalisation sont possibles et assez fréquents. Pour ces raisons la rigidité des assemblages a été considérée comme un paramètre de calcul et elle a été objet d'une étude de variations assez poussée. Pour le dimensionnement de la structure on a pris les valeurs extrêmes de cette procédure d'analyse.

6.2. Séisme

La structure tridimensionnelle en bois, composée par des panneaux, peut être considérée comme une structure idéale pour la sollicitation due au séisme. Dans ce projet toutes les règles de l'ingénierie des structures à risque sismique ont été rigoureusement respectées.

L'analyse dynamique de la structure a pris en compte la situation géographique et le risque sismique effectif. Le calcul de la structure a été réalisé en admettant le comportement élastique de la structure. On a ainsi renoncé au recours au comportement non élastique de la structure, ainsi qu'à la prise en compte de l'éventuelle possibilité de dissipation d'énergie à l'intérieur de la structure porteuse. Afin de simplifier l'analyse - mais aussi en vue de ne pas devoir analyser dans le détail la capacité effective de dissipation d'énergie d'une structure très complexe - on s'est basé sur des considérations simples, en admettant un coefficient de système de 1,0. Ceci a été fait en admettant que de cette façon on se base sur des hypothèses simples et plutôt conservatives.

Par contre avec cette hypothèse on peut vérifier et démontrer de façon assez simple la sécurité de la structure, sans que des renforcements importants aient été nécessaires. On a ainsi pu renoncer à une analyse détaillée du comportement non élastique de l'ensemble de la structure et de l'effet de la possible non linéarité de quelques assemblages isolés et de ses conséquences sur l'ensemble de la structure: la question de la compatibilité géométrique de la déformation non élastique des assemblages avec la déformabilité réduites des panneaux de grandes dimensions n'est qu'un exemple des questions qui devraient trouver une réponse en cas contraire. Pour finir on a ainsi offert au maître de l'ouvrage une construction qui ne présente pas de dégâts, ou de déformations permanentes, après l'action du séisme de dimensionnement; chose que le maître de l'ouvrage a non seulement appréciée, mais en partie aussi explicitement demandée.

L'analyse de la construction présentée à l'autorité de surveillance pour approbation de l'ensemble de la structure prévoyait aussi une variation de la masse de la construction, pour prendre directement en compte aussi les éventuelles variations des choix architecturaux dans les phases du projet exécutif.

6.3. La robustesse de la structure porteuse

Les exigences de la robustesse des structures porteuses sont en principe connues et acceptées. Dans le cas de la construction en bois elles sont rarement objet de discussion, car dans ce domaine la grandeur absolue, limitée, des constructions ne demandent pas la prise en charge de ce sujet. Par contre dans le cas de bâtiments de dimensions importantes et grandes, il faut assurer que en cas d'évènements imprévus et non inclus dans les hypothèse de définition des charges agissantes sur la structure, les conséquences ne

soient pas trop importantes – voir trop graves – si comparées à l'évènement qui les a provoquées. Pour ce projet un critère de robustesse très simple a été défini et appliqué: la disparition d'une paroi porteuse quelconque sur la hauteur d'un étage. Il a donc fallu démontrer que, dans le cas non prévu d'un évènement de ce type, une réaction de col-lapse enchainé de toute la structure, ou d'une partie importante, est exclu. En d'autres mots, il a fallu démontrer que dans tout cas de type, la descente des forces jusqu'à la fondation peut être assurée par les parties restantes de la construction, par des chemi-nements alternatives de la descente des forces. La paroi quelconque à éliminer a été dé-finie comme un élément de parois compris entre deux parois porteuses perpendiculaires à son plan.

Vu que les dalles sont toujours assemblées avec les parois, on peut admettre - mais aus-si démontrer - que cet assemblage peut toujours assurer la suspension de la dalle à la paroi supérieure. La paroi supérieure peut ainsi faire fonction de poutre cloison et trans-mettre cette charge supplémentaire aux autres parois encore disponibles. Les assembla-ges prévus en phase de dimensionnement peuvent normalement supporter ces charges supplémentaires, admises comme charges exceptionnelles.

Il faut par contre aussi considérer que certaines parois ne sont pas continues vers le haut de la construction, car à l'étage supérieur on peut aussi avoir une ouverture ou un pilier isolé au centre d'une ouverture. Dans ce cas singuliers il faut analyser soigneusement la descente des charges et définir le parcours alternatif, si nécessaire en ajoutant des ren-forcements locaux et spéciaux. L'image 11 en montre un exemple. L'exclusion de la paroi impose que la paroi supérieure assume la fonction de parois cloison.

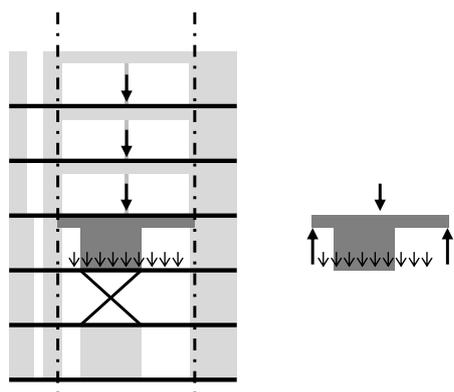


Image11: Paroi avec ouvertures et poutre cloison pour le cas exceptionnel

Ceci est normalement possible, aussi si la paroi concernée présente des ouvertures assez grandes, en ne laissant pour l'effet de poutre cloison qu'une partie assez réduite de son hau-teur. Il est important, dans ces cas, que la paroi soit formée par un seul élément de panneau et qu'elle ne soit pas composée par plusieurs éléments de dimensions plus petites.

Le dimensionnement des linteaux intégrés dans les parois doit prendre en compte aussi ces situations et il ne peut pas être réalisé que seulement sur la base du cas de charges normal.

7. Conclusions

Le projet des 4 tours de la Via Cenni à Milan apparait à première vue comme un défi très ambitieux. Vue avec les yeux du projet de la structure porteuse, ce projet montre tout simplement quelles sont les possibilités d'application optimale de l'état de l'art et de la technique des structures porteuses en panneaux de contreplaqué de planches. Les limites des connaissances actuels sont sans autres respectées dans ce projet, malgré le fait qu'une structure entièrement en bois pour un bâtiment avec 9 étages, dans une zone sismiques, est en effet à considérer comme une innovation. Ce projet respecte les pres-criptions et normes actuelles; les solutions appliquées ne sont ni des prototypes, ni des développements nouveaux; aucune solution spéciale n'a été testée ou mise en place pour la première fois dans ce projet.

Ce projet montre et confirme aussi, que des structures de ce type en bois et en contre-plaqué de planches, avec ces dimensions, doivent impérativement respecter les règles fondamentales et basilaires suivantes:

- la régularité et la continuité de la structure en plan et en élévation doivent être respectées
- la continuité et la régularité de la structure, dans la résistance mais aussi dans la rigidité des éléments porteurs et surtout des assemblages, doit être respectée
- le concept, la disposition et le dimensionnement des assemblages doit prendre en compte aussi la rigidité des assemblages et non seulement la résistance
- la robustesse de la structure est un critère essentiel et important de développement et dimensionnement, qui peut probablement servir de critère de contrôle de l'ensemble de la structure.



Image12: Le projet "via Cenni" à Milan –Source: Arch. Rossi Prodi, Firenze