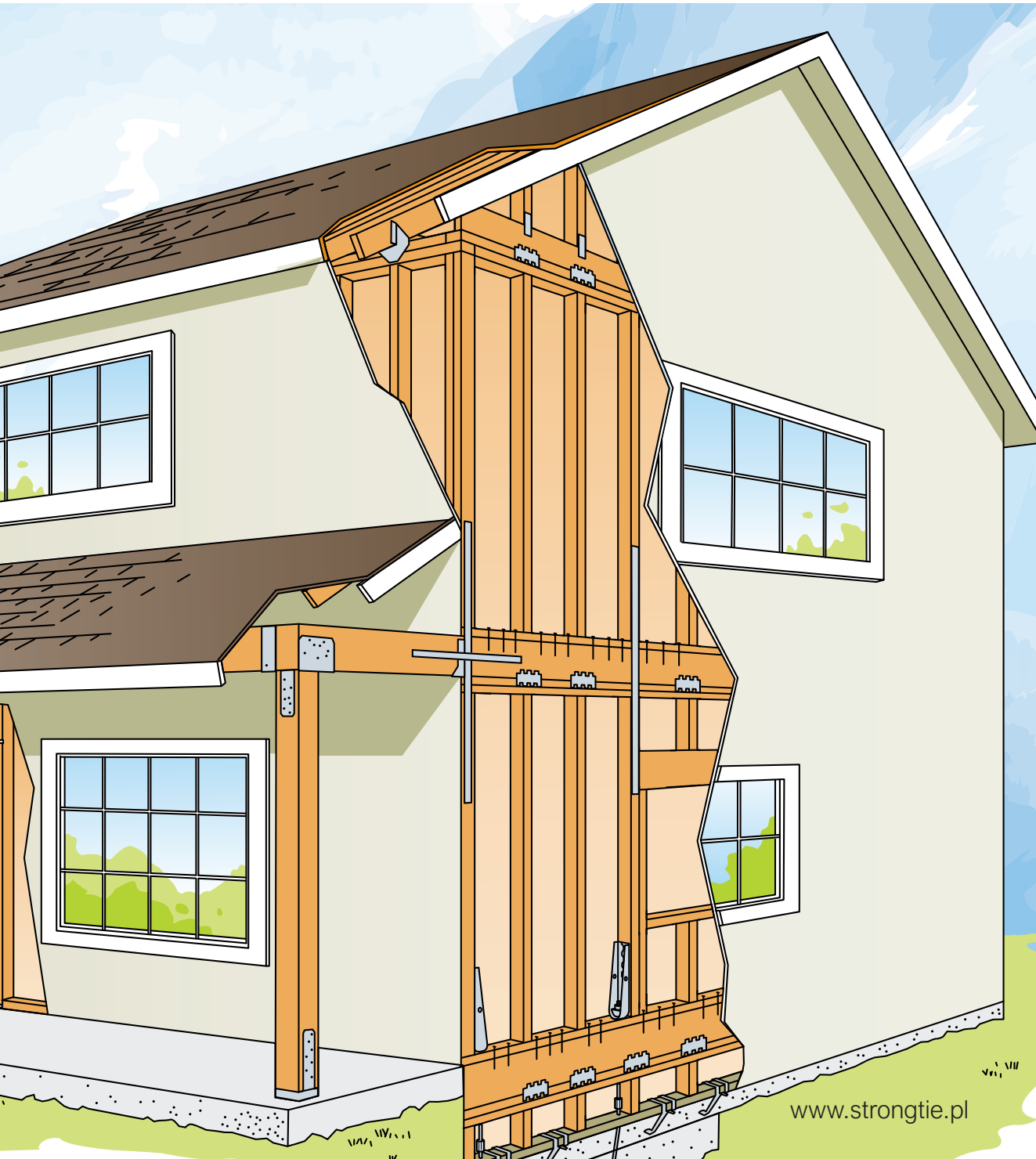
Poradnik

projektowania i wykonawstwa
domów szkieletowych

Wydanie III

SIMPSON Strong-Tie®



www.strongtie.pl

Oprogramowanie Simpson Strong-Tie®

SPIS TREŚCI

Wstęp 2

Część pierwsza
PODSTAWOWE INFORMACJE O KONSTRUKCJACH SZKIELETOWYCH

Podstawy projektowania konstrukcji szkieletowych

Rozdział 1 – Specyfika projektowania domów szkieletowych 3
Rozdział 2 – Sztywność budynków szkieletowych 7
Rozdział 3 – Zabezpieczenie budynku szkieletowego przed przesunięciem po fundamencie 12
Rozdział 4 – Zabezpieczenie przeciw obrotowi z użyciem złączy kotwiących 16
Rozdział 5 – Zabezpieczenie przed fragmentacją piętrowych budynków szkieletowych 21

Typowe rozwiązania i szczegóły konstrukcyjne ścian i stropów

Rozdział 6 – Zasady konstruowania ścian szkieletowych 25
Rozdział 7 – Zasady konstruowania stropów 30
Rozdział 8 – Wkręty ciesielskie do domów drewnianych 35

Więźba dachowa w budynku szkieletowym

Rozdział 9 – Więźba w budynku szkieletowym – zalecenia i ograniczenia 38
Rozdział 10 – Rozpór więźby, a budynek szkieletowy 41
Rozdział 11 – Stężenie więźby w budynku szkieletowym 46

Część druga
PRZYKŁAD ANALIZY SZTYWNOŚCI PRZESTRZENNEJ KONSTRUKCJI SZKIELETOWEJ

Rozdział I – Założenia 55
Rozdział II – Analiza sztywności przestrzennej parteru 59
Rozdział III – Analiza sztywności przestrzennej piętra 83
Rozdział IV – Podsumowanie wyników analizy sztywności przestrzennej 128

Wstęp

Niniejszy poradnik jest już drugą, wzbogaconą wersją publikacji, wydaną pod tym tytułem przez firmę Simpson Strong-Tie. Przeznaczony jest dla projektantów i wykonawców szkieletowych budynków drewnianych. Jest efektem doświadczeń inżynierów firmy Simpson Strong-Tie, a także badań i testów wykonanych w laboratoriach firmy na całym świecie. Korzystając z tej wiedzy, firma Simpson Strong-Tie stara się propagować rzetelną wiedzę techniczną na temat konstrukcyjnych aspektów tej technologii budowania domów. Domy w konstrukcji szkieletowej budowane są w Polsce od lat. Pomimo coraz większej popularności tego typu konstrukcji, brakuje publikacji opisujących projektowe i wykonawcze aspekty związane ze wznoszeniem drewnianych obiektów szkieletowych.

„Poradnik projektowania i wykonawstwa domów szkieletowych" powstał myślą o inżynierach szukających wytycznych i dobrych praktyk, pozwalających budować trwałe konstrukcje w oparciu o nowoczesne rozwiązania techniczne. Informacje w nim zawarte przeznaczone są zarówno dla konstruktorów zaczynających projektować budynki szkieletowe, jak również dla doświadczonych inżynierów, znających technologię szkieletową od lat. Cześć informacji była publikowana w czasopiśmie branżowym Fachowy Dekarz i Cieśla. Poradnik jest jednak pierwszą publikacją zbierającą komplet podstawowej wiedzy technicznej dotyczącej kształtowania konstrukcji budynków szkieletowych. Firma Simpson Strong-Tie jest członkiem Stowarzyszenia Energooszczędne Domy Gotowe (SEDG). Publikacja poradnika wpisuje się w działania firmy w ramach stowarzyszenia. Jednym z celów SEDG jest propagowanie wiedzy na temat technologii drewnianych budynków prefabrykowanych, jak również dbałość o jakość i rzetelność wykonywanych prac budowlanych i projektowych wg ujednoliconych wytycznych technicznych opartych na przepisach prawa.

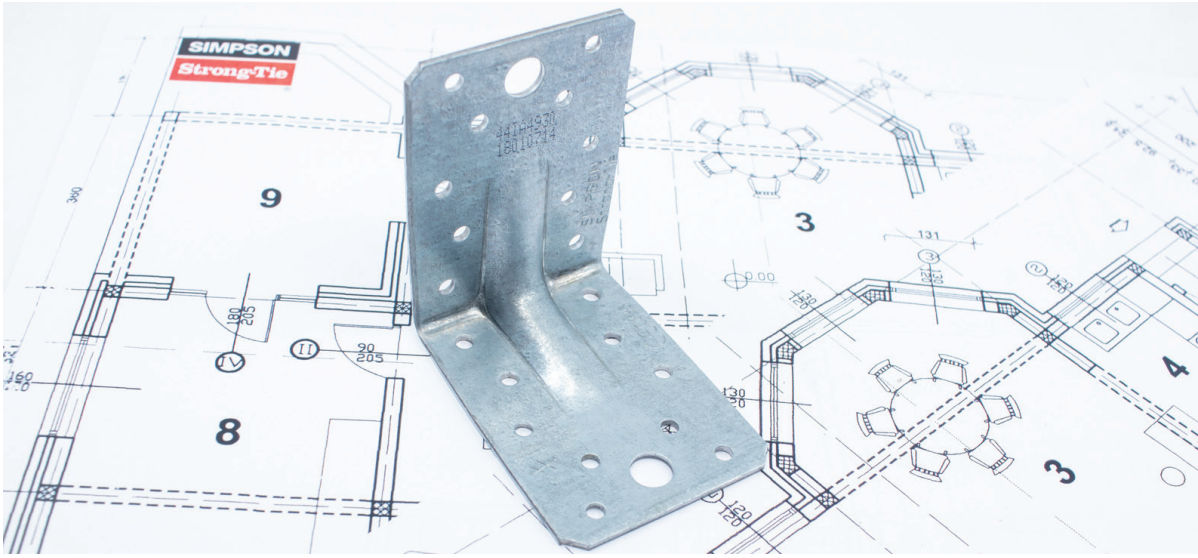
Drugie wydanie poradnika zostało wzbogacone o nowe rozdziały teoretyczne, ale przede wszystkim o informacje praktyczne. W dodanych rozdziałach prezentowane są typowe rozwiązania i dobre praktyki konstrukcyjne, które mogą stanowić początkowe założenie do dalszej analizy projektowej. Największą wartość dodaną do nowego wydania stanowi część II przedstawiająca procedurę obliczeniową analizy przestrzennej przykładowego budynku szkieletowego. W rozdziałach pierwszej części poradnika znajdują się odniesienia do fragmentów części drugiej. Pozwala to w łatwy sposób przejść z ogólnych informacji o danym zagadnieniu do konkretnego przykładu liczbowego, aby sprawdzić jak go przeanalizować obliczeniowo. Wierzymy, że niniejszy poradnik początkujący projektanci budynków szkieletowych będą mogli traktować jako źródło podstawowej wiedzy inżynierskiej z tego zakresu. Zachęcamy do traktowania tego jako punktu wyjścia do zgłębiania tematu i poszerzania wiedzy inżynierskiej dotyczącej konstrukcji domów szkieletowych. Należy zaznaczyć, że przedstawione przykłady obliczeniowe należy rozumieć jako jeden ze sposób przeprowadzenia analizy. Co więcej, nie można go traktować jako schemat postępowania pasujący do wszelkich konstrukcji szkieletowych. Każda konstrukcja charakteryzuje się pewną specyfiką, która może uniemożliwiać przeprowadzenie analizy obliczeniowej w sposób przedstawiony w poradniku.

W razie wątpliwości lub pytań co do merytorycznej zawartości podręcznika, zachęcamy do kontaktu z działem wsparcia technicznego Simpson Strong-Tie. Jesteśmy do Państwa dyspozycji!

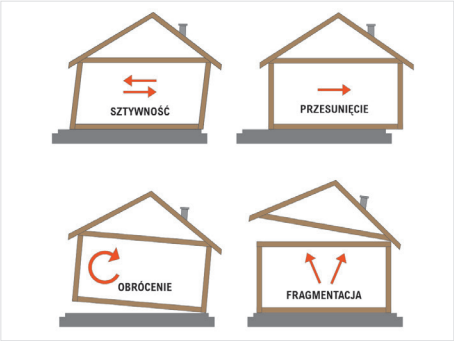
Rafał Roszczyc, Tomasz Szczesiak - Autorzy

Rozdział 1

Specyfika projektowania domów szkieletowych



Mogłoby się wydawać, że projektowanie budynków szkieletowych nie powinno się wiele różnić od projektowania typowego budynku murowanego. Bryła budynku jest identyczna, obciążenia podobne lub nawet mniejsze z uwagi na mniejszy ciężar własny. W pułapkę tego typu myślenia wpada część projektantów, którzy przez lata projektowali domy murowane i obecnie są pytani o projekt w konstrukcji szkieletowej. Niestety budynki drewniane, a szkieletowe szczególnie, mają pewną specyfikę. Projektując tego typu obiekt należy uwzględniać pewne zjawiska, których nie uwzględnia się w czasie projektowania obiektów murowanych.
Wynika to głównie z faktu, że konstrukcję takiego domu stanowią ściany szkieletowe składające się z szeregu oddzielnych elementów konstrukcyjnych – słupków, podwalin, oczepów itd. Ściany szkieletowej nie możemy, jak w przypadku ściany tradycyjnej, traktować jak litej i jednorodnej tarczy ściennej. Pod każdą siłą obciążającą ścianę szkieletową musi znajdować się słupek lub kilka słupów, aby sprowadzić obciążenie na konstrukcję położoną poniżej. Okazuje się, że projekt budynku szkieletowego jest dużo bardziej skomplikowany i pracochłonny, niż ten sam projekt wykonany w technologii murowanej.
Projektując konstrukcję szkieletową należy przeanalizować charakterystyczne dla tej technologii zjawiska.



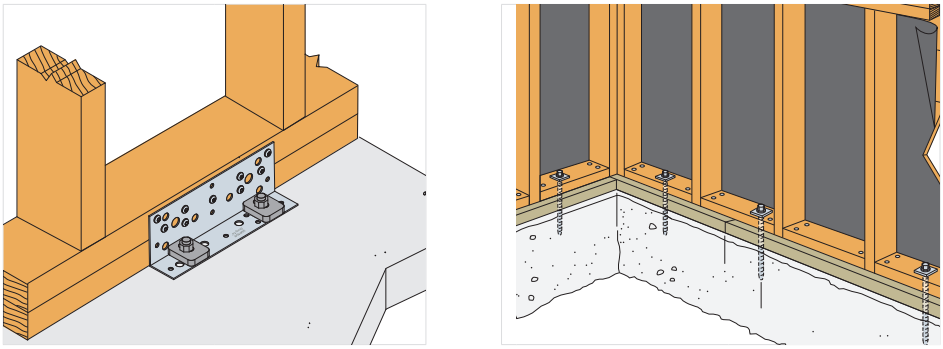
Zdj.1.1 Modele zniszczenia uwzględniane w budynkach szkieletowych

Czterema specyficznymi mechanizmami zniszczenia budynku szkieletowego, które musi rozpatrzyć projektant są (Zdj. 1.1):

- Przesunięcie po fundamencie,
- Obrócenie budynku lub jego części,
- Utrata sztywności ścian,
- Fragmentacja budynku lub jego części.

Przesunięcie

Zjawisko to musi być uwzględniane z uwagi na niewielki ciężar własny konstrukcji szkieletowej. Ten mechanizm zniszczenia nie jest rozpatrywany w przypadku budynków murowanych z uwagi na ich duży ciężar. Zjawisko dość proste, wynikające z oddziaływania wiatru na konstrukcję.

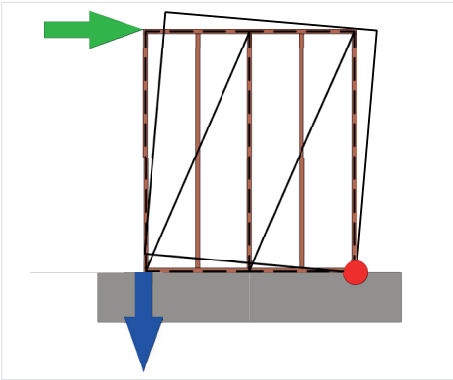


Zdj.1.2 Kotwienie ściany przeciw przesunięciu budynku

Jeżeli całość obciążenia wiatrem działająca na budynek jako bryłę jest większa niż nośność połączeń z fundamentem, następuje przesunięcie. Tarcie nie jest brane pod uwagę, z uwagi na trudność oszacowania faktycznej wartości współczynnika tarcia między podwaliną i fundamentem, za pośrednictwem warstwy hydroizolacji. Zabezpieczenie przed tym zjawiskiem jest dość proste i można je wykonać na kilka sposobów. Najczęściej stosowanym połączeniem jest kotwienie podwaliny do fundamentu przez użycie kotew mechanicznych lub chemicznych lub zastosowanie szpilek zatapianych w świeżej mieszance betonowej. Jeżeli połączenia nie możemy wykonać, montując kotwy od góry podwaliny, np. z powodu prefabrykacji ściany, możemy zastosować kątowniki montowane wzdłuż boku podwaliny (Zdj. 1.2).

Obrócenie

To samo obciążenie wiatrem może powodować kolejny schemat zniszczenia – obrócenie budynku. Mechanizm obrotu jest bardzo prosty i przedstawiony na (Zdj.1.3). Poziome siły działające na wysokości oczepu (te same, które mogą powodować utratę sztywności) mają tendencję do obrócenia ściany względem punktu obrotu zaznaczonego na czerwono. Aby przeciwdziałać temu zjawisku należy stosować odpowiednie złącza zwane złączami kotwiącymi, mające bardzo dużą nośność na wyrwanie.
Takie połączenie pozwala wytworzyć dużą siłę utrzymującą ścianę w oryginalnej pozycji i przeciwdziałać obrotowi.



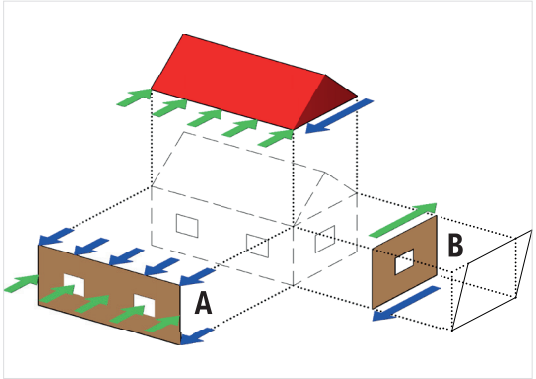
Zdj.1.3 Mechanizm zniszczenia przez obrócenie ściany

Warto przy tej okazji zaznaczyć, że tej funkcji nie pełni połączenie podwaliny z fundamentem bezpośrednio kotwami czy też z użyciem kątowników, jak to opisano powyżej omawiając zniszczenie przez przesunięcie (Zdj. 1.2).
Kotwiąc jedynie podwalinę tworzymy bardzo mocne połączenie, ale pamiętajmy, że ściana szkieletowa nie jest monolitem. Należy zapewnić mocowanie głównych elementów nośnych, czyli słupków.
Tylko odpowiednio zaprojektowane złącza kotwiące mocowane bezpośrednio do słupków (!) ściany szkieletowej są w stanie utrzymać całą ścianę, a nie tylko podwalinę.

Sztywność

Sztywność konstrukcji ścian budynku szkieletowego to zdecydowanie najbardziej złożone zjawisko. Łatwo wyobrazić sobie ścieżkę obciążeń pionowych działających zgodnie z siłą ciążenia. Trudniej jest zrozumieć jak budynek przenosi obciążenia poziome, wynikające głównie z parcia wiatru na ściany zewnętrzne.

Sprawdzenie sztywności ścian szkieletowych, to kluczowa kwestia w trakcie projektowania, choć często ignorowana. Wynika to prawdopodobnie z faktu, że w tradycyjnych budynkach murowych problem ten praktycznie nie istnieje. Żeby dobrze zrozumieć, na czym polega problem warto wyjaśnić podstawy tego zjawiska. Na (Zdj.1.4) symbolicznie przedstawiono model najprostszego budynku szkieletowego. Jest to budynek prostokątny, parterowy o dwuspadowym dachu.



Zdj.1.4 Schemat usztywnienia budynku szkieletowego.

Na schemacie dla większej przejrzystości rozsunięto elementy budynku. Poza zabezpieczeniem konstrukcji przed przesunięciem i obrotem, należy sprawdzić czy budynek ma odpowiednią sztywność.

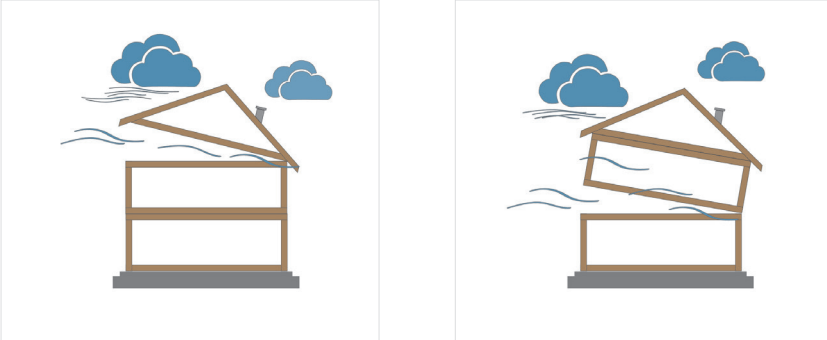
Wiatr wiejący na powierzchnię ściany A powoduje jej zginanie. Słupki ściany opierają się na dole na fundamencie, a na górze na oczepie. Kotwiąc podwalinę do fundamentu zapewnimy właściwe podparcie ściany w dolnej części. W części górnej ściana opiera się na poprawnie stężonej bryle więźby dachowej. Aby działające obciążenia nie powodowały przesunięcia więźby, musi ona być podparta w innym miejscu.
Podparciem dla więźby przy takim kierunku obciążenia wiatrem są ściany B (narysowana tylko jedna dla przejrzystości). W związku z tym ściana B przyjmuje schemat wspornika zakotwionego do fundamentu i obciążonego poziomą siłą działającą wzdłuż długości ściany. Jeśli tylko ściany B uzyskają odpowiednią sztywność pozostałe elementy konstrukcji szkieletowej będą miały odpowiednie podparcie, a cała bryła domu zachowa niezmienność geometryczną.
Dzięki takiej ścieżce obciążenia poziomego działającego na ścianę A w układzie płytowym, przechodzimy z obciążeniem na ścianę B w układzie tarczowym. Jedynie ten zabieg projektowy pozwala na udowodnienie geometrycznej niezmienności całego układu konstrukcyjnego.

Jest kilka sposobów żeby zapewnić sztywność konstrukcji szkieletowej. Najczęściej stosuje się poszycie ściany płytą drewnopochodną np. OSB jednostronnie lub dwustronnie. Jak skutecznie usztywnia konstrukcję płyta drewnopochodna wie każdy, kto kiedykolwiek montował szafę, komodę czy inny mebel drewniany. Dopiero gdy przybijemy płytę pilśniową jako „plecy" mebla uzyskuje on odpowiednią sztywność. Identyczną rolę spełnia płyta OSB (w układzie pionowym!) w budynku szkieletowym.
Jak każdy element konstrukcyjny tak samo i szkieletowa ściana drewniana poszyta płytą OSB ma określoną wytrzymałość. Siłę jaką poszyta ściana jest w stanie przenieść należy określać zgodnie z obowiązującą normą PN-EN 1995-1-1 (Eurokod 5) roz. 9.2.4 Przepony ścienne).
Stosowanie płyty OSB jako poszycie ma jeszcze jedną ogromną zaletę, odpowiednio przymocowana do słupków działa jak sztywna tarcza zabezpieczająca ściskane słupki przed wyboczeniem w słabszej ich płaszczyźnie.

Fragmentacja

Fragmentacja jest to mechanizm polegający na zniszczeniu połączenia między bryłą dachu, a resztą konstrukcji drewnianej lub zniszczenie połączeń między kondygnacjami w budynku piętrowym – (Zdj.1.5). Oderwanie dachu lub innej wyższej kondygnacji wynika oczywiście z oddziaływania sił wiatru. Takie zniszczenie może nastąpić zwłaszcza, gdy nachylenie połaci dachowych jest nieduże, wtedy siły podrywające są największe.

Dodatkowo ryzyko rośnie gdy dach jest wykonany z lekkiego pokrycia – blachodachówka lub pokrycie bitumiczne. W takiej sytuacji niski ciężar własny konstrukcji dachowej stanowi niewielką siłę przeciwdziałającą poderwaniu. W budynku tradycyjnym więźba opiera się na murłacie, wieńcu i ścianie murowanej. Jeżeli zapewnimy odpowiednie połączenie krokiew-murłata i połączenie murłata-wieniec mamy pewność, że ciężar wieńca i ściany murowej zniweluje siły podrywające. Konstrukcja ściany szkieletowej jest nieporównywalnie lżejsza niż ściany tradycyjnej.



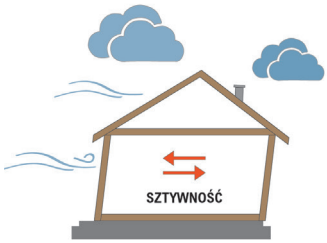
Zdj.1.5 Fragmentacja konstrukcji budynku drewnianego

Z reguły jest to duża zaleta, jednakże w tym przypadku powoduje konieczność dodatkowego zabezpieczenia przed fragmentacją. Czasami zdarza się, choć bardzo rzadko, że siły podrywające są na tyle duże, że mogą podnieść cały budynek (np. mały dom parterowy). Należy pamiętać, że budynek szkieletowy nie jest monolitem. Nie wystarczy obciążenia sprowadzić na jedną ze ścian aby zabezpieczyć konstrukcję przed zniszczeniem. Ważne aby zapewnić ciągłość połączeń od więźby dachowej do samego fundamentu. ■

Rozdział 2

Sztywność

Sztywność budynków szkieletowych



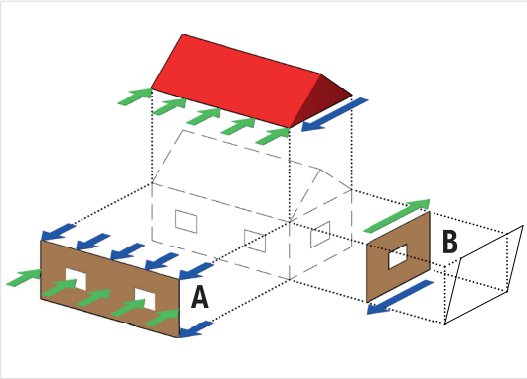
Projektowanie szkieletowych budynków drewnianych wymaga od konstruktora uwzględnienia mechanizmów i zjawisk nieuwzględnianych w tradycyjnych budynkach murowanych. Najważniejszą kwestią, na jaką musi zwrócić uwagę projektant, jest zapewnienie odpowiedniej sztywności budynku. Bagatelizowanie lub całkowite pomijanie tego problemu może rodzić bardzo poważne konsekwencje użytkowe, a w przypadku obciążeń o skrajnie dużej intensywności prowadzić do katastrofy.
W domach murowanych projektant w większości przypadków nie analizuje sztywności ścian, uznając ten problem jako pomijalnie mały. Jednakże w budownictwie szkieletowym sztywność całego budynku musi być szczegółowo zaprojektowana. Brak zapewnienia wystarczającej sztywności może skutkować małymi defektami, problemami w użytkowaniu lub w ekstremalnych przypadkach katastrofą budowlaną (Zdj.2.1a,b).

Zdj. 2.1a Zniszczenie domu na skutek utraty sztywności.

Zdj. 2.1b Zniszczenie domu na skutek utraty sztywności

Sztywność budynku szkieletowego

Problem sztywności wynika z oddziaływania na konstrukcje obciążeń poziomych. Są to, w polskich realiach, głównie obciążenia wiatrem. Warto jednak pamiętać, że mogą to także być obciążenia sejsmiczne. Może to mieć znaczenie jeżeli budujemy w rejonie basenu Morza Śródziemnego.



Zdj.2.2 Schemat usztywnienia budynku szkieletowego.

Aby poprawnie wykonać usztywnienie domu drewnianego, należy zrozumieć podstawową zasadą, obrazującą ścieżkę przenoszenia obciążeń poziomych na fundament (Zdj.2.2).
Ściany budynku prostopadłe do kierunku wiatru (zielone strzałki), nazywane są ścianami obciążonymi. Ściany równoległe do kierunku wiatru to ściany usztywniające. Sztywność rozpatruje się w dwóch prostopadłych kierunkach. W drugim przypadku role ścian się odwracają, ściany obciążone stają się usztywniającymi i odwrotnie.
Oczywiście w zależności od kształtu budynku, nie należy zapominać o obciążeniach przekazywanych przez bryłę dachu. Aby ściany obciążone wiatrem nie zapadły się do środka budynku muszą być połączone na dole z fundamentem i na górze odpowiednio podparte bryłą dachu (lub tarczą stropową w przypadku budynków piętrowych).
Aby więźba dachowa (lub tarcza stropowa) stanowiła podparcie dla ścian obciążonych, muszą zajść trzy warunki. Po pierwsze musi być odpowiednio stężona, aby była na tyle sztywna, żeby być w stanie przyjąć obciążenia poziome (Patrz: Przykład - Część II, pkt.10). Oczywiście znowu mówimy to o dwóch kierunkach obciążeń wzdłuż i w poprzek połaci, bo sztywność obiektu rozpatruje się w obu kierunkach.
Drugim warunkiem jest zapewnienie podparcia bryle dachu, które umożliwi przekazanie obciążeń poziomych parcia wiatru na fundament. Tę właśnie rolę pełnią ściany usztywniające, równoległe do kierunku wiatru. Aby ściany te pełniły rolę podparcia muszą mieć odpowiednią sztywność. Ostatnim warunkiem jest zapewnienie przekazywania się obciążeń pomiędzy wszystkimi elementami tego układu tj. Ściany obciążone – więźba, więźba – ściany usztywniające i ściany usztywniające – fundament. Sprowadza się to oczywiście do zaprojektowania odpowiednich połączeń z wykorzystaniem złączy ciesielskich.

Sztywność ściany szkieletowej

Wiemy już co to są ściany usztywniające, skąd się biorą ich obciążenia poziome i jak ważna jest ich rola. Możemy teraz zastanowić się jak zapewnić tym ścianom odpowiednią sztywność.
Praktycznie stosuje się dwie metody zapewnienia sztywności.
Pierwsza to stosowanie ukośnych zastrzałów między pasem dolnym i górnym panela ściennego. Można śmiało stosować analogię do zastrzałów stosowanych w murze pruskim (Zdj. 2.3). W tym przypadku ściana szkieletowa zachowuje się jak prostokątna kratownica, gdzie zastrzały pełnią rolę krzyżulcy ściskanych lub rozciąganych. Metoda ta została zaadaptowana na potrzeby konstrukcji szkieletowych. Deski stężające początkowo przybijano do zewnętrznej strony ściany. Później, aby uniknąć problemów z poszyciem, wykonywano gniazda w słupkach na grubość deski stężającej w miejscach przecięcia słupka z zastrzałem. Metoda ta jest nadal stosowana.

Zdj. 2.3 Usztywnienie zastrzałami na przykładzie muru pruskiego. (Zdj. Wikipedia.org)

Wraz z rozwojem produktów drewnopochodnych, a konkretnie materiałów płytowych – sklejka czy płyta OSB, zaczęto stosować drugą metodę usztywnienia. Metoda ta opiera się na usztywnieniu sztywną tarczą. Płyta np. OSB z reguły obciążana jest obciążeniem prostopadłym do jej płaszczyzny. Takim zastosowaniem jest poszycie stropu. Płyta w takim zastosowaniu ma ograniczone nośności, w związku

tym musi być dość gęsto podparta belkami stropowymi. Jeżeli natomiast OSB będzie obciążona siłami działającymi w jej płaszczyźnie, czyli w tzw. układzie tarczowym, będzie w stanie przenieść znacznie większe obciążenia. Takim układem jest właśnie poszycie ściany szkieletowej płytą OSB i obciążenie jej siłami poziomymi, działającymi wzdłuż ściany. Jest to najpopularniejszy sposób usztywnienia stosowany w budynkach szkieletowych (Zdj. 2.4).

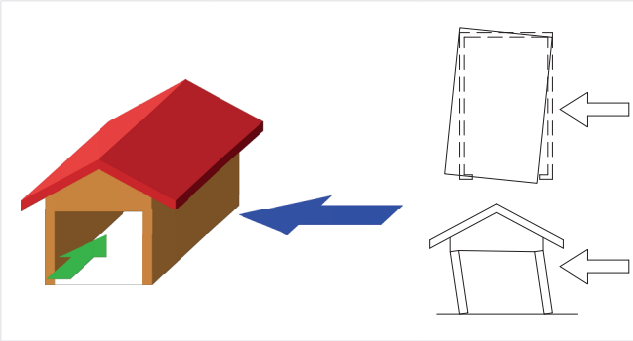
Zdj. 2.4 Domy drewniane usztywnione poszyciem OSB.

Zdj. 2.5 Zakotwienie ściany usztywniającej do fundamentu.

Co więcej, taki właśnie sposób usztywnienia jest przedstawiony w obowiązującej normie do projektowania konstrukcji drewnianych PN-EN 1995 1-1 (Eurokod 5). Temu zagadnieniu poświęcony jest cały rozdział „9.4.2 Przepony ścienne". Stosując tę normę w bardzo łatwy sposób można określić sztywności poszczególnych ścian i sprawdzić, czy są w stanie przeciwdziałać pojawiającym się obciążeniom (Patrz: Przykład - Część II, pkt.3 i Część III, pkt.2). Co bardzo ważne, a często bagatelizowane, metoda projektowa opisana w normie wymaga pionowego układu płyt poszycia na ścianie. Poszywanie ściany płytami w układzie poziomym skutkuje zmniejszeniem sztywności.
Trzeba zaznaczyć, że zapewnienie sztywności właściwym poszyciem wymaga jeszcze jednej rzeczy. Ściana usztywniająca, mając pełnić skutecznie swoją funkcje musi być właściwie połączona z fundamentem. W samej normie znajdziemy zapis o konieczności przeniesienia tych sił na fundament. Ściana usztywniająca musi być zabezpieczona przez przesunięciem i obrotem wywołanym siłą poziomą (Zdj. 2.5). Sposoby właściwego połączenia ścian szkieletowych z fundamentem opisane zostały w rozdziałach 3 i 4.

Kiedy można spodziewać się problemów z uzyskaniem odpowiedniej sztywności budynku?

Projektując budynek szkieletowy, konstruktor sprawdza, czy sztywność budynku jest większa niż obciążenia poziome działające na budynek. W pewnym uproszczeniu można powiedzieć, że sztywność budynku wynika z powierzchni ścian usztywniających (poszytych płytą OSB), równoległych do rozpatrywanego kierunku obciążenia. Obciążeniem, które jest rozpatrywane podczas analizowania sztywności budynku, jest oczywiście wiatr.
Wartość tego obciążenia jest proporcjonalna do powierzchnia ścian i połaci dachowych prostopadłych do kierunku działania wiatru. Jeżeli mamy do czynienia z dużymi obciążeniami lub konstrukcja budynku ma niewystarczającą sztywność, wtedy zaczynają się kłopoty.
Książkowym przykładem konstrukcji tego typu jest wolnostojący garaż. Rozpatrując obciążenia wzdłuż budynku (Zdj.2.6– zielona strzałka), sprawa jest prosta.



Zdj.2.6 Sztywność na obciążenie wiatrem konstrukcji garażu.

Powierzchnia ściany szczytowej, na którą oddziałuje wiatr jest nieduża, ściany równoległe (boczne) do obciążenia mają dużą powierzchnię.
W tym kierunku przy małym obciążeniu i dużej powierzchni ścian problem braku sztywności nie występuje. Skrajnie inaczej niestety jest rozpatrując drugi kierunek wiatru (strzałka niebieska).
Wiatr oddziałuje na dużą powierzchnie nie tylko ściany, ale także połaci dachowej. Ścianami usztywniającymi w tym przypadku są ściany szczytowe. Dla przedstawionego garażu, praktycznie jedna – tylna ściana. Przedniej ściany pod względem konstrukcyjnym uwzględniać nie można, ze względu na duży otwór na bramę garażową.
Zakładając, że więźba dachowa jest odpowiednio stężona, nie straci on swojej geometrii. Jednakże jest on podpierana jedynie przez tylną ścianę garażu. Przednia ściana szybko traci sztywności i cała bryła dachy obraca się na tylnej ścianie. Jest to klasyczny mechanizm zniszczenia wskutek niedostatecznej sztywności, w tym przypadku części budynku.
Wspomniałem, że przy ocenie sztywności porównywane są dwie rzeczy – sztywność budynku i intensywność obciążenia wiatrem. Czasami budynki, które z pozoru mają dostateczną ilość ścian usztywniających, także mogą ulec awarii. Wynikać to może z bardzo dużych obciążeń poziomych od wiatru. Możemy mieć do czynienia z takimi sytuacjami gdy obiekt jest zlokalizowany na obszarach o dużej intensywności oddziaływań wiatru, a także w przypadku obiektów kilkukondygnacyjnych. Rozpatrując sztywność ścian parteru budynku piętrowego, musimy wziąć pod uwagę całkowite obciążenie wiatrem budynku. Analizując taki obiekt mamy do czynienia z kilkukrotnie większą siłą niż w przypadku domów parterowych.

Zwiększenie nośności ścian usztywniających

Ścianami usztywniającymi są ściany poszyte, z reguły płytami OSB, równoległe do rozpatrywanego kierunku wiatru. Obowiązująca norma do konstrukcji drewnianych PN-EN 1995-1-1 (Eurokod 5) pozwala na obliczenie sztywności ściany poszytej OSB. Sama norma pozwala na pewne zabiegi, które zwiększą nośność ściany usztywniającej.
Na sztywność ściany ma duży wpływ typ i rozstaw łączników, łączących płyty poszycia z konstrukcją ściany. Konkretnie, mowa tu o rozstawie łączników po obwodzie każdej płyty. Jeżeli zagęścimy rozstaw łączników, nośność całej ściany zwiększy się. Jest to pierwszy, bo najtańszy krok jaki powinniśmy podjąć w celu zwiększenia sztywności budynku (Patrz: Przykłady - Część II, pkt. 5 i Część III, pkt. 4 - wnioski i pkt. 5).

Zdj.2.7 Ściany usztywniające osłabione otworami. Zaznaczono fragmenty ścian zbyt krótkie, aby mogły pełnić funkcje usztywniającą.

Kolejnym rozwiązaniem jakie dopuszcza norma, jest dwustronne poszycie ściany płytą OSB. Stosując takie rozwiązanie praktycznie podwajamy nośność ściany usztywniającej.

Wspomniane rozwiązania oczywiście nie mają zastosowania jeśli ścian w budynku po prostu jest zbyt mało. Zgodnie ze wspomnianą normą, fragmenty ścian o szerokości mniejszej niż h/4 (gdzie h to wysokość ściany) nie mogą być rozpatrywane jako usztywniające.
W praktyce sprowadza się to do warunku mówiącego, że fragmenty ścian krótsze niż 60 cm nie są brane pod uwagę w obliczeniach (Zdj. 2.7). Tak krótkie fragmenty ścian z łatwością przeniosą pionowe obciążenia, w tym ciężar własny budynku. Jednakże mogą sobie nie poradzić z poziomymi oddziaływaniami wiatru. Co więcej, tradycyjne metody zwiększenia nośności, jak zagęszczenie rozstawu łączników czy podwójne poszycie ścian nie mają tu zastosowania.

Produkty usztywniające szkielet drewniany

Firma Simpson Strong-Tie wykorzystuje wieloletnie doświadczenie na rynku amerykańskim, gdzie szkielet drewniany jest podstawową technologią budownictwa mieszkaniowego. W związku z rozwojem budownictwa drewnianego i coraz większymi wyzwaniami konstrukcyjnymi, na rynku pojawiły się produkty usztywniające dedykowane dla konstrukcji szkieletowych.

Zdj. 2.8 Steel Strong-Wall stalowy profil usztywniający.

Zdj. 2.9 Rama usztywniająca Steel Strong-Portal.

Pierwszym produktem jest Steel Strong-Wall™, jest to stalowy profil o grubości 3,5mm. Profil ten montowany jest wewnątrz ściany usztywniającej i kotwiony bezpośrednio do fundamentu (Zdj. 2.8). Steel Strong-Wall™ jest konstrukcyjnym elementem, który występuje w szerokościach 300, 450 i 600mm i wysokości do 2,7m. Dzięki niewielkiej szerokości, może być montowany w krótkich fragmentach ścian, na przykład między oknami. Pomimo niewielkich rozmiarów uzyskuje bardzo dużą sztywność, która odpowiada sztywności poszytej ściany szkieletowej o długości kilku metrów.
Dzięki temu produktowi można usztywnić ścianę szkieletową, która nie ma praktycznie żadnej nośności z uwagi na dużą ilość otworów (Zdj. otwierające). Łatwość montażu to kolejna zaleta tego produktu. Steel Strong-Wall™ przykręca się do oczepu i słupków sąsiadujących ścian załączonymi w zestawie wkrętami. Kotwienie z fundamentem wykonuje się z użyciem dwóch kotew chemicznych SET-XP M24.

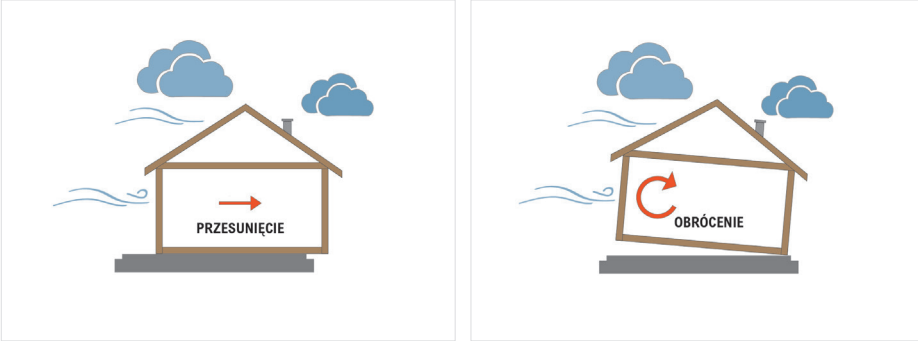
Drugim produktem usztywniającym jest rozwinięcie tej koncepcji w kierunku sztywnej ramy. Steel Strong-Portal™ jest usztywniającą ramą, składającą się z nadproża wykonanego z drewna klejonego lub LVL i dwóch stalowych profili pełniących rolę słupów ramy (Zdj. 2.9).
Maksymalny rozstaw słupów pozwala na zastosowanie tego produktu w otworach o maksymalnej szerokości do 3,6 m.
Montaż jest analogicznie łatwy jak w przypadku Steel Strong-Wall™, a dzięki połączeniu profili nadprożem uzyskuje się jeszcze większą sztywność niż dwóch samodzielnych profili. ■

Rozdział 3

Przesunięcie

Zabezpieczenie budynku szkieletowego przed przesunięciem po fundamencie

Aby zabezpieczyć budynek szkieletowy przed zniszczeniem przez przesunięcie, należy odpowiednio zakotwić jego dolną część do fundamentu. Można to zrobić na wiele sposób. Ważne, aby efekt końcowy był skuteczny, czyli gwarantował odpowiednie połączenie szkieletowego domu drewnianego z betonowym fundamentem. W tym rozdziale przedstawione są najpopularniejsze sposoby wykonania tego połączenia, ich zalety, a także ograniczenia montażowe. Połączenie konstrukcji domu drewnianego z fundamentem wydaje się oczywiste i każdy wykonawca rozumie taką potrzebę. Dobór gęstości kotwienia i jego typu nie powinniśmy jednak pozostawiać przypadkowi. Niestety nie można też uogólniać wytycznych do zwrotu na przykład „kotwić kotwą M10 przez podwalinę, co drugą przestrzeń między słupkami". Ilość punktów kotwienia, a co z tego wynika sumaryczna nośność połączenia, powinna wynikać z analizy obciążeń i obliczeń konstruktora. Ważne, aby rozróżnić dwa typy kotwienia.

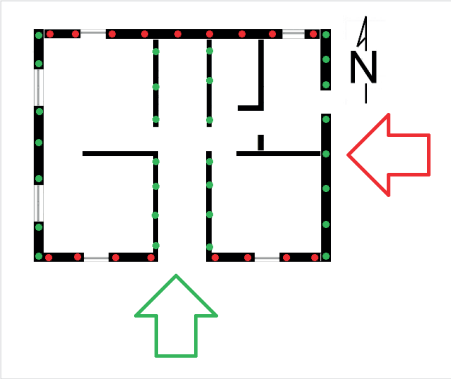


Zdj.3.1 Dwa schematy zniszczenia budynku szkieletowego– przesunięcie i obrócenie.

Pierwszy typ to kotwienie przeciw przesuwowi, czyli kotwienie dolnej krawędzi ściany (podwaliny) do fundamentu. Drugim rodzajem jest kotwienie przeciw poderwaniu ściany wynikającemu z jej obrotu (Zdj. 3.1). W tym przypadku konieczne jest połączenie skrajnych słupków ściany szkieletowej ścian usztywniających z fundamentem z zastosowaniem złączy kotwiących. Rozwiązania tego typu omawiane są w kolejnym rozdziale „Zabezpieczenie przeciw obrotowi z użyciem złączy kotwiących". Tylko zastosowanie tych dwóch oddzielnych typów kotwienia zabezpiecza budynek przed przesunięciem lub obróceniem w skutek oddziaływania dużego obciążenia wiatrem.
Dość częstym błędem jest pominięcie kotwienia z użyciem złączy kotwiących i stosowanie jedynie kotwienia przez podwalinę (na przesuw), które ma także zabezpieczać konstrukcję przed wyżej wymienionymi dwoma zjawiskami. W wielu testach i badaniach udowadniano, że kotwienie wyłącznie ściany szkieletowej przez podwalinę nie zabezpiecza budynku przed obróceniem. Efekt działania siły obracającej na ścianę szkieletową bez dodatkowego kotwienia przeciw obrotowi bez użycia złączy kotwiących jest przedstawiony na (Zdj. 3.2).

Zdj.3.2 Test obrazujący mechanizm zniszczenia obracanej ściany szkieletowej bez zastosowania złączy kotwiących.

Kotwienie dolnej krawędzi ściany przez podwalinę do fundamentu ma za zadanie zabezpieczyć budynek przed przesunięciem (Patrz: Przykłady - Część II, pkt. 9 i Część III, pkt. 11). W pewnym uproszczeniu mówiąc, budynek traktujemy jako sztywną bryłę, na którą oddziałuje poziome obciążenie wiatrem. Obciążenia wiatrem na poszczególne powierzchnie budynku (połacie dachu i ściany) można zsumować do uogólnionej siły przesuwającej. Oczywiście należy rozpatrzyć dwa prostopadłe kierunki przesunięcia.
W obu przypadkach uogólniona siła przesuwająca będzie inna, z uwagi na różne powierzchnie obciążane siłą wiatru. Znając uogólnione siły przesuwające należy zapewnić odpowiednie kotwienie
z fundamentem, będące w stanie przeciwdziałać tym siłą. Przez odpowiednie należy rozumieć takie połączenia, których gęstość i jednostkowa nośność daje sumaryczną nośność większą niż sumaryczne oddziaływanie wiatru.



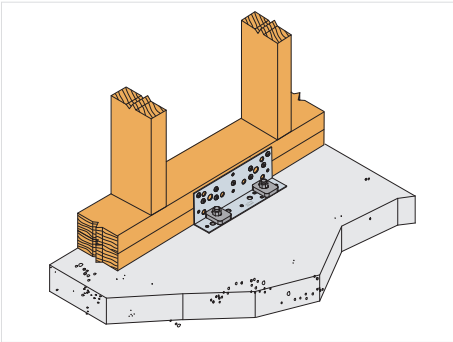
Zdj.3.3 Schemat rozmieszczenia kotew zabezpieczających przesunięcie budynku.

Na (Zdj. 3.3) przedstawione jest przykładowe rozmieszczenie punktów kotwienia zabezpieczających przed przesunięciem. W niektórych ścianach wewnętrznych nie pokazano kotwienia dla przejrzystości rysunku. Nie oznacza to, że te ściany nie muszą być kotwione. Jednakże kotwienie to nie bierze udziału w zabezpieczeniu budynku przed przesunięciem. Na rysunku pokazano siły przesuwające – czerwona w kierunku wschód- -zachód i zielona w kierunku północ-południe. Tymi samymi kolorami przedstawione są punkty kotwienia przeciwdziałające wskazanym obciążeniom. Jak widać na rysunku, konieczne było dodatkowe wykorzystanie kotwienia ścian wewnętrznych dla zabezpieczenia przed siłą na kierunku północ-południe. Może to być efekt większej siły przesuwającej, wynikającej z większej powierzchni oddziaływania wiatru w tym kierunku. Może też wynikać z niedostatecznej długości ścian zewnętrznych w tym kierunku.

Angażując wewnętrzne ściany dla zapewnienia dodatkowego kotwienia, należy pamiętać o odpowiednim połączeniu danej ściany ze stropem powyżej (Patrz: Przykłady - Część II, pkt. 12 i Część III, pkt. 13). Połączenie w górnej części ściany musi mieć co najmniej taką nośność jak sumaryczna nośność kotwienia w dolnej części ściany. Tylko to gwarantuje pełne włączenie tej ściany do pracy przeciw przesuwającej sile wiatru. Kotwiąc dolną krawędź ściany do fundamentu można zdecydować się na jedno z wielu rozwiązań. Ważne aby były to rozwiązania gwarantujące odpowiednią nośność na ścinanie między fundamentem a podwaliną. Kilka mniej lub bardziej popularnych w Polsce rozwiązań przedstawiono na (Zdj. 3.4).

Zdj.3.4 Różne sposoby kotwienia dolnej krawędzi ściany szkieletowej.

Najpopularniejszym sposobem jest zastosowanie kotew mechanicznych (Simpson Strong-Tie WA) lub chemicznych (Simpson Strong-Tie AT-HP). Wybór konkretnego rozwiązania wynika z decyzji projektanta, jak również z preferencji lub dostępnych narzędzi wykonawcy. Każde z rozwiązań ze zdjęcia 3.4 ma jedno podstawowe ograniczenie. Rozwiązania te wymagają dostępu do wnętrza ściany, aby wykonać połączeni przez wierzch podwaliny. Jest to duże utrudnienie w przypadku prefabrykowanych, zamkniętych ścian szkieletowych. Wymaga to pozostawienia wielu otworów montażowych w warstwach wewnętrznych ściany i konieczność ich późniejszego zamknięcie i wykończenia na budowie. Takie rozwiązanie jest bardzo niekorzystne z punktu widzenia czasu spędzonego na budowie przez ekipę montażową.
Aby tego uniknąć można zastosować kątowniki przeznaczone do zabezpieczenia ścian szkieletowych przed przesuwem. Rozwiązanie polega na tym, aby zamiast kotwić podwalinę wewnątrz ściany, zamontować wzdłuż ściany kilka kątowników. Kątowniki będą przybite do boku podwaliny i zakotwione do fundamentu, dzięki temu będą zabezpieczały budynek przed przesuwem (Zdj. 3.5 i Zdj.3.6).



Zdj.3.5 Kątownik BNV33 montowany do boku ściany szkieletowej.

Zdj.3.6 Dwuczęściowy kątownik SC2P.

Dzięki temu, wykonanie połączenia nie wymaga pozostawiania w ścianie otworów montażowych. Kolejny, alternatywnym rozwiązaniem jest zastosowanie produktu przeznaczonego do montażu prefabrykowanych ścian zamkniętych. Jest to kątownik dwuczęściowy SC2P (Zdj. 3.6). Jedna część tego złącza jest montowana od spodu podwaliny ściany jeszcze w zakładzie prefabrykacji. Druga część jest dostarczana na budowę. Procedura kotwienia jest następująca. Ściana z zamontowanymi złączami jest dostarczana na budowę i ustawiana na fundamencie. Następnie dostawia się do ściany drugą część złącza, w taki sposób aby złącza dotykały się. Kolejnym etapem jest skręcenie dwóch części załączonymi w zestawie wkrętami samowiercącymi i zespolenie dwóch części w jeden element (Zdj. 3.7).

Zdj.3.7 Sekwencje montażu kątownika dwuczęściowego SC2P.

Zaletą tego rozwiązania jest możliwość montażu przez warstwy nienośne (np. płyty wykończeniowe) do maksymalnej grubości 30 mm. To rozwiązanie jest przeznaczone dla firm stosujących duży stopień prefabrykacji ścian szkieletowych, dla których ważne jest minimalizowanie czasu pracy ekipy montażowej na placu budowy. ■

Rozdział 4

Obrócenie

Zabezpieczenie przeciw obrotowi z użyciem złączy kotwiących

Należy wyraźnie rozróżnić dwa typy kotwienia. Pierwszy, opisany w poprzednim rozdziale, przeciw przesunięciu budynku powoduje ścinanie połączeń między ścianami szkieletowymi a fundamentem.
Drugi typ kotwienia ma za zadanie przeciwdziałać poderwaniu, i obrotowi wynikającemu z usztywnienia ściany. Pamiętajmy, że podrywanie w przypadku lekkiej konstrukcji budynku szkieletowego może dotyczyć całego domu, a nie tylko samej więźby. Dlatego rozważając ten model zniszczenia należy nie tylko odpowiednio połączyć więźbę z oczepem ale także ściany z fundamentem.

Wymienione mechanizmy zniszczenia powodują podrywanie się ściany szkieletowej lub jej części. W związku z tym, połączenia między ścianą a fundamentem nie są ścinane, lecz właśnie podrywane. Trzeba rozróżnić te dwa typy kotwienia, ponieważ nagminnie pomija się na polskich budowach kotwienie na poderwanie.
Z reguły kotwienie na przesuw przez podwalinę przy użyciu kotew mechanicznych lub chemicznych jest jedyną formą połączenia z fundamentem. Niestety jest to duży błąd konstrukcyjny. Budynek szkieletowy należy zakotwić przeciw poderwaniu, wynikającego z ssania wiatru lub z obrotu ściany. Aby to zrobić, konieczne jest zastosowanie przewidzianych do tego celu złączy nazywanych złączami kotwiącymi.

Kotwienie ścian usztywniających – wymóg normowy

Kotwienie budynku szkieletowego poza funkcją zabezpieczenia ścian przed poderwaniem przy ekstremalnym obciążeniu wiatrem, ma też za zadanie zapewnić efektywne działanie ścian usztywniających. W krajach Europy zachodniej stosowanie złączy kotwiących przy ścianach usztywniających jest czymś oczywistym i wynikającym z zapisów normowych.
W Polsce niestety, pomimo projektowania zgodnie z tą samą normą – Eurokod 5 złącza kotwiące nie są stosowane przez wszystkie firmy specjalizujące się w budowie tego typu domów. Z czego to wynika? Trzeba przyznać uczciwie, że także z nieprecyzyjnego tłumaczenia zapisów normowych.

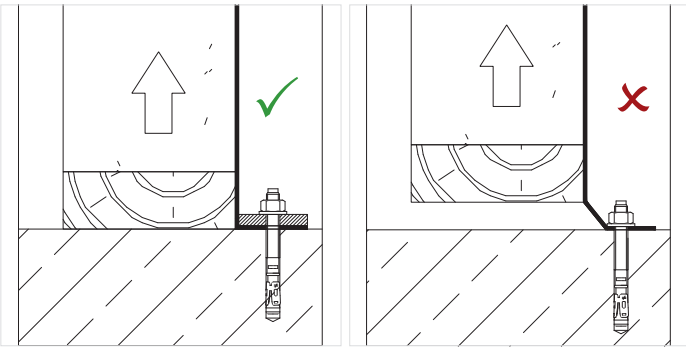
Zapis o którym mowa rozpoczyna rozdział dotyczący ścian usztywniających w domach szkieletowych: Eurokod 5 - 9.2.4.2 Uproszczona analiza przepon ściennych – Metoda A. (1) „Podaną w tym punkcie metodę uproszczoną należy stosować tylko do przepon ściennych, których dolny koniec jest bezpośrednio połączony z konstrukcją położoną niżej.” Niestety tłumaczenie na język polski całkowicie wypaczyło sens tego zapisu. Oryginalnie w języku angielski brzmi on: (1) “Thesimplified method given in this subclause should only be applied to wall diaphragms with a tie-down at their end, that is the vertical member at the end is directly connected to the construction below.”
Co w praktyce oznacza, że jeśli dana ściana ma być rozpatrywana jako usztywniająca to jej elementy pionowe (słupki) muszą być bezpośrednio połączone z konstrukcją poniżej (fundamentem) przy użyciu złączy kotwiących (tie-down). Stosowanie tego zapisu jest o tyle ważne, że wpływa na sztywność konstrukcji, czyli na integralność całego budynku.

Złącza kotwiące i ich zastosowanie

Złącza kotwiące dość często mylone są ze standardowymi kątownikami. Wynika to z faktu, że część z nich faktycznie ma formę kątownika nierównoramiennego. Złącze kotwiące, w przeciwieństwie do zwykłych kątowników, zaprojektowane są w jednym celu – do przenoszenia dużych sił podrywających skierowanych do góry (Patrz: Przykłady - Część III, pkt. 9).

Zdj.4.1 Przykłady złączy kotwiących: AKR, HTT, AH.

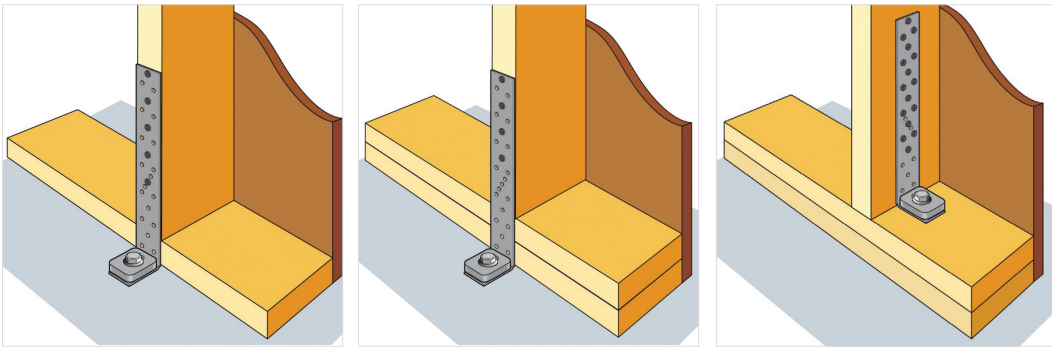
Z tego powodu w dolnym ramieniu znajduje się otwór do wykorzystania na kotwienie mechaniczne lub chemiczne. Górne ramię jest wykonane w taki sposób aby można było wbić w słupek ściany maksymalnie dużo gwoździ. Dzięki takiej budowie jedno złącze kotwiące może przenieść siłę podrywającą o wartości 20-40 kN (2-4 tony). Oczywiście istnieje wiele typów i rozmiarów złączy kotwiących najbardziej popularne przedstawione są na (Zdj. 4.1). Kwestią niezwykle istotną w budowie złączy kotwiących, jest zapewnienie efektywnego przenoszenia siły wyrywającej na użytą kotwę. Z tego powodu część z nich ma dodatkowe usztywnienia boczne. Ostatnie złącze kotwiące typ AH widoczne na (Zdj. 4.1) – jest zamontowane ze specjalną stalową podkładką o grubości 8-10 mm. Podkładka jest dociśnięta w dolnej części do pionowego ramienia złącza, a jej grubość powoduje, że jest bardzo sztywna.
Ponieważ złącze nie ma usztywnień bocznych, zastosowanie dodatkowej podkładki usztywniającej w tym przypadku jest niezbędne. W przeciwnym razie dystans między kotwą a ramieniem górnym przy podrywaniu ściany powodowałby deformacje złącza.
Zanim kotwa zdążyłaby zapracować, złącze nieznacznie odgięłoby się, a ściana uniosła (Zdj. 4.2).



Zdj.4.2 Zastosowanie podkładki usztywniającej.

Jak i gdzie montować złącza kotwiące?

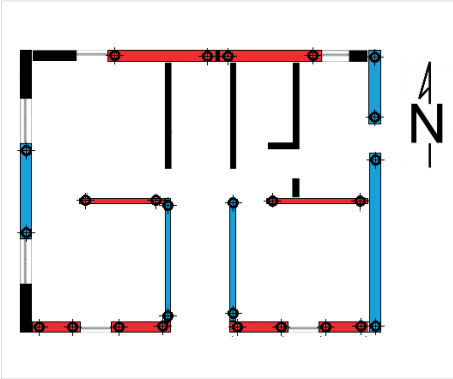
To pytanie bardzo często pada ze strony wykonawcy.
Co do samego umiejscowienia złącza kotwiącego względem słupka, mamy dość dużą dowolność. Poza kilkoma złączami, które wymuszają montaż do boku ściany, większość złączy można montować do boku lub wewnątrz ściany (Zdj. 4.3). Montaż do boku ściany wymusza konieczność ukrycia dolnej części złącza. Można to osiągnąć ukrywając złącze w warstwach wykończenia posadzki lub na przykład w wewnętrznej warstwie instalacyjnej ściany.



Zdj. 4.3 Różne sposoby montażu złączy kotwiących.

W przypadku montażu wewnątrz ściany otwartej taki problem nie występuje. Rozmieszczenie złączy kotwiących na planie ścian danej kondygnacji wynika z obliczeń konstrukcyjnych.

Przykładowe rozmieszczenie złączy kotwiących w budynku szkieletowym przedstawiono na (Zdj.4.4). Analizując sztywność budynku szkieletowego należy rozpatrywać dwa prostopadłe kierunki oddziaływania wiatru.



Zdj.4.4 Przykład analizy sztywności parteru budynku szkieletowego z zaznaczonymi miejscami zastosowania złączy kotwiących.

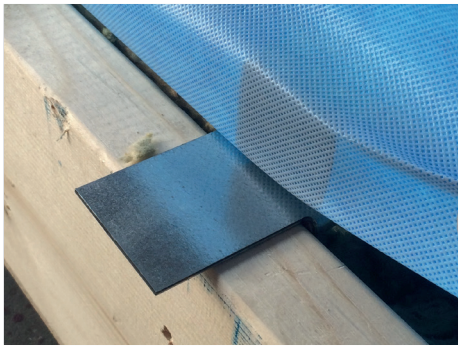
W przykładowym budynku na kierunku wiatru północ-południe, za ściany usztywniające uznaje się ściany zaznaczone na niebiesko. W przypadku wiatru na kierunku wschód-zachód role ścian usztywniających pełnią ściany zaznaczone na czerwono.
Układ złączy kotwiących na rzucie budynku wynika z konieczności ich zastosowania na początku i końcu każdej ściany usztywniającej. Każdy otwór okienny lub drzwiowy jest przerwaniem ściany usztywniającej.
Dodatkowo przerwanie ciągłej ściany na przykład dla celów transportowych także dzieli ścianę na dwa elementy konstrukcyjne. W takim przypadku przerwaną ścianę należy rozpatrywać jako dwie oddzielne ściany usztywniające oddzielnie kotwione.
Przedstawiony na schemacie wybór ścian usztywniających nie jest jedynym poprawnym rozwiązaniem.
Od obliczeń i decyzji projektanta zależy, które ściany należy uwzględniać jako usztywniające. Należy pamiętać, że każda kolejna ściana wymaga dodatkowego użycia złączy kotwiących. W analizie uwzględniono dwie ściany wewnętrzne w każdym kierunku jako ściany usztywniające. Może to wynikać z niedostatecznej sztywności ścian zewnętrznych względem pojawiających się obciążeń.

Dwuczęściowe złącze kotwiące do domów prefabrykowanych

Coraz więcej domów drewnianych powstaje w formie prefabrykowanej. W sytuacji gdy mamy na budowie do zakotwienia prefabrykat ścienny, zamknięty warstwami wykończeniowymi, kotwienie staje się dodatkowym problemem.
Z reguły nie jest dopuszczalne kotwienie przez warstwy poszycia ściany. Większość złączy ciesielskich projektuje się tak, aby przylegało bezpośrednio do elementu konstrukcyjnego – drewna.
Montaż złączy kotwiących w przypadku ścian prefabrykowanych, które w całości są zamkniętymi elementami znacznie się komplikuje. Złącza kotwiące z założenia są montowane bezpośrednio do słupka ściany szkieletowej. Aby to zrealizować na budowie należałoby pozostawiać w prefabrykatach otwory montażowe, umożliwiające dostęp do warstwy nośnej, czyli do drewna.
Późniejsza konieczność zamykania i wykańczania tych otworów znacznie wydłużałaby czas budowy. Z tego powodu złączami kotwiącymi przeznaczonymi do montażu zamkniętych ścian szkieletowych są złącza kotwiące dwuczęściowe (Zdj. 4.5).

Zdj. 4.5 Przykłady wariantów dwuczęściowych złączy kotwiących.

Dwuczęściowe złącza kotwiące to unikalne produkty.
Składają się z części dolnej, która jest montowana do fundamentu na budowie i części górnej, która jest montowana do słupków szkieletu ściany w zakładzie prefabrykacji.
Część górna jest montowana w momencie, gdy montażysta ma pełny i niczym nieograniczony dostęp do drewna (Zdj. 4.6). Dzięki zastosowaniu dwuczęściowych złączy kotwiących montaż jest przyśpieszony, bo wszystkie gwoździe zostały przybite w czasie prefabrykacji, ale co ważniejsze eliminuje się całkowicie konieczność pozostawiania w ścianie otworów montażowych.



Zdj.4.6 Część górna dwuczęściowego złącza kotwiącego zamontowana do słupka ściany

Zdj.4.7 Część dolna zakotwiona do fundamentu i połączona z częścią górną wkrętami samowiercącymi.

Procedura montażu na budowie jest następująca: części dolne kotwi się do fundamentu.
Następnie dostawia się do nich prefabrykowane ściany z ukrytymi wewnątrz częściami górnymi. Obie części spotykają się i teraz wystarczy jedynie połączyć obie części samowiercącymi wkrętami do stali.
Dzięki temu uzyskujemy mocne połączenie i poprawne zakotwienie ściany do fundamentu (Zdj. 4.7).

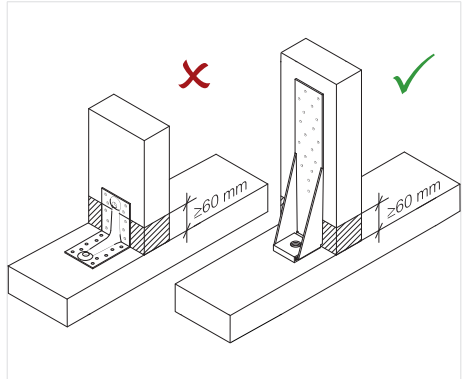
Aby móc zastosować dwuczęściowe złącza kotwiące należy mieć możliwość ukrycia dolnej części. Jest na to kilka sposobów (Zdj. 4.8).

Zdj.4.8 Możliwości ukrycia dolnej części dwuczęściowego złącza kotwiącego

Po pierwsze jeśli na płycie fundamentowej wykonujemy dodatkowe warstwy posadzki, w łatwy sposób możemy w tych warstwach ukryć złącze.
Większy problem stanowią płyty bez dodatkowych warstw posadzki. W takiej sytuacji pozostają dwie opcje. Pierwsza może być stosowana, gdy w przekroju ściany znajduje się dodatkowa ścianka instalacyjna. Wtedy można zastosować na tyle krótką część dolna aby nie wystawała poza obrys ścianki instalacyjnej które będzie ją przykrywała od góry.
Ostatnią opcją jest możliwość obrócenia o 180 stopni części dolnej i wycięcie w podwalinie odpowiednich przestrzeni w których schowają się części dolne. Opcji jest kilka dlatego najlepiej do tego problemu podjeść indywidualnie i skonsultować rozwiązanie z doradcami technicznymi.

Dlaczego złącza kotwiące, a nie kątowniki?

Odpowiadając na to pytanie łatwo jest udowodnić, że tylko poprawnie zaprojektowane złącze kotwiące, a nie standardowy kątownik jest w stanie pełnić rolę zakotwienia przeciw obrotowi i poderwaniu ściany.
Trzeba zwrócić uwagę na jeden dość restrykcyjny zapis normowy. Obowiązująca norma do konstrukcji drewnianych – Eurokod 5 określa minimalne rozstawy gwoździ i ich odległości od boków i końców elementów drewnianych.
Największą wartość przyjmuje odległość od pierwszego gwoździ do obciążonego końca drewna.
Czyli w naszym przypadku jest to dolna krawędź słupka podrywanej ściany. Wartość ta wynosi $a_{3,t}$ = 15d, gdzie „d" to średnica gwoździa, z reguły 4,0 mm.
Co daje $a_{3,t}$ = 15 x 4,0 = 60 mm.
Co to oznacza?
Dokładnie to, że nie powinniśmy wbijać gwoździ w strefie do 60 mm od końca słupka. Gwoździe takie uważane są za nienośne. Dlatego też stosowanie kątowników, których większość gwoździ trafia w strefę nienośną nie może być traktowane jako zakotwienie przeciw podrywaniu (Zdj. 4.9).



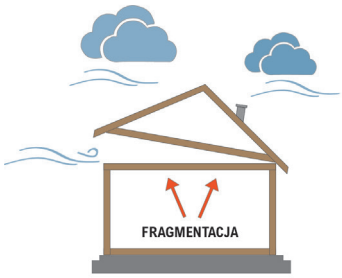
Zdj.4.9 Niepoprawne i poprawne kotwienie przeciw poderwaniu.

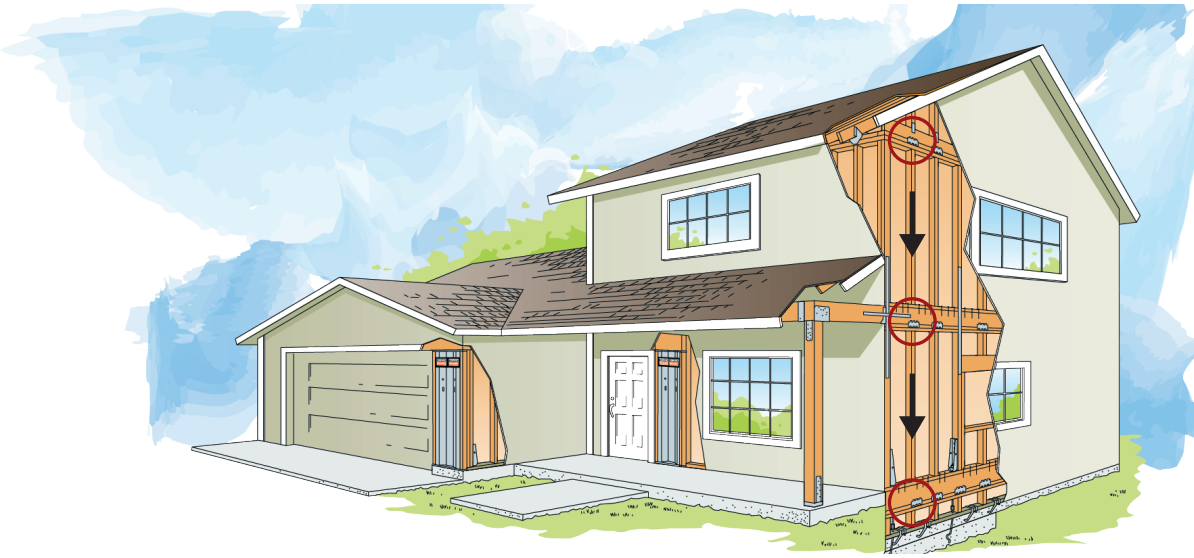
Połączenie podwaliny kotwami z fundamentem także nie może być traktowane jako zabezpieczenie przed poderwaniem. Ściana szkieletowa nie jest monolitem. Kotwiąc jedynie podwalinę tworzymy wytrzymałe połączenie, ale gwarantuje ono jedynie zabezpieczenie podwaliny, a nie całej ściany. Dlatego też tak ważne jest kotwienie bezpośrednio do fundamentu elementów nośnych ściany jakimi są słupki konstrukcyjne z zastosowaniem odpowiednich złączy kotwiących. ■

Rozdział 5

Fragmentacja

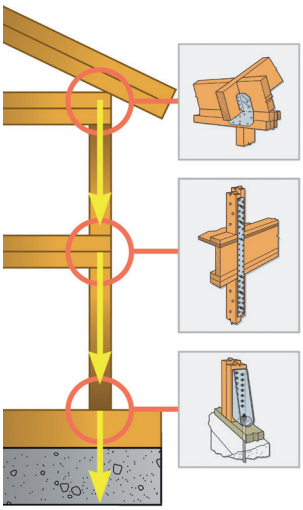
Zabezpieczenie przed fragmentacją piętrowych budynków szkieletowych





Fragmentacja jako mechanizm zniszczenia dotyczy piętrowych budynków szkieletowych. Polega on na zniszczeniu połączeń pomiędzy poszczególnymi kondygnacjami. Niniejszy rozdział dotyczy kwestii, które pojawiają się dopiero, kiedy mamy do czynienia z budynkiem kilkukondygnacyjnym.

Najważniejszym zagadnieniem w budynkach kondygnacyjnych pod względem projektowym i wykonawczym jest sposób połączenia ze sobą poszczególnych kondygnacji. Należy sobie zdawać sprawę z faktu, że budynki o konstrukcji szkieletowej nie są monolitem. Stanowią zestaw poszczególnych elementów konstrukcyjnych, w przypadku konstrukcji platformowej, w naprzemiennym układzie ściany-strop-ściany itd. Aby myśleć o budynku jak o spójnym układzie konstrukcyjnym należy zapewnić współpracę między tymi elementami.



Zdj.5.1 Połączenia poszczególnych kondygnacji od dachu do fundamentu.

Sprowadza się to do odpowiedniego zaprojektowania i wykonania połączeń między sąsiadującymi kondygnacjami. Jest to kwestia niezwykle istotna i decydująca o nośności budynku jako całego układu konstrukcyjnego. Wieloletnie doświadczenia w USA pokazują, że nie wystarczy poszczególnych kondygnacji przybijać/przykręcać do stropu poniżej. Należy zapewnić niezawodne połączenia, przenoszące obciążenia z kondygnacji najwyższych, przez kondygnacje pośrednie do fundamentu. Wymaga to poprawnego zaprojektowania połączenia dach-oczep, połączenia miedzy ścianami sąsiadujących kondygnacji, połączenia dolnej kondygnacji z fundamentem (Zdj.5.1).

Rozwiązania te były rozwijane i badane przez dziesiątki lat na rynku amerykańskim przy skrajnie niebezpiecznych zjawiskach jak huragany, tornada i trzęsienia ziemi.

Bogate doświadczenia firmy Simpson Strong-Tie pokazują jak ważną rolę w integralności całego budynku stanowią połączenia. Wnioski poparte wieloma badaniami i testami (także w skali 1:1) pokazują, że budynek szkieletowy może się przeciwstawić ekstremalnym obciążeniom. Udowodniono także, że nośność całego budynku, w którym wzmocniono połączenia stosując złącza ciesielskie między kondygnacjami wzrasta co najmniej dwukrotnie. Jakie rozwiązania można zastosować aby zachować ciągłość przenoszenia obciążeń między kondygnacjami? Pierwszym elementem jest wzmocnienie połączeń słupek-oczep i słupek podwalina (Zdj.5.2). Zwiększa to nośność i integralność ścian pojedynczej kondygnacji.

Zdj.5.2 Połączenia zapewniające integralność pojedynczej kondygnacji.

Zdj.5.3 Połączenia kondygnacji z użyciem pasków i płytek perforowanych budynku.

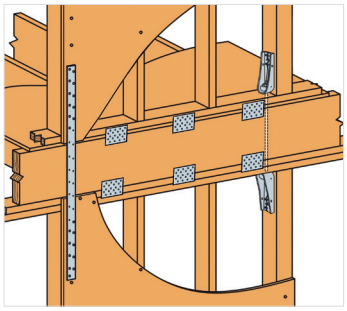
Drugim etapem jest połączenie poszczególnych kondygnacji między sobą. Można ten problem rozwiązać w bardzo prosty sposób na przykład łącząc ściany obu kondygnacji paskami i płytkami perforowanymi (Patrz: Przykłady - Część II, pkt. 8). Ważne aby przy tym rozwiązaniu słupki sąsiadujących kondygnacji pokrywały się w miejscu łączenia z metalowymi paskami (Zdj.5.3).
Projektując szkieletowe budynki kilkukondygnacyjne nadal należy analizować możliwe mechanizmy zniszczenia konstrukcji szkieletowej. Wszystkie możliwe formy zniszczenia omawiane w poprzednich rozdziałach, nadal obowiązują.
W przypadku wyższych budynków, należy rozpatrywać je kondygnacja po kondygnacji. Trzeba zabezpieczyć górne kondygnacje przed przesunięciem, obróceniem i zapewnić im odpowiednią sztywność (Zdj.5.4). Analizuje się to dokładnie w taki sam sposób, jak w przypadku konstrukcji parterowych, adekwatnie zbierając obciążenia na daną kondygnację.

Zdj.5.4 Schematy zniszczenia wyższych kondygnacji budynku szkieletowego

Procedura zapewnienia sztywności, obliczeniowo nie różni się od kondygnacji parteru. Większy problem sprawia zabezpieczenie wyższych kondygnacji przez przesunięciem i obrotem.
Problem nie ujawniał się na parterze, ponieważ ściany były montowane bezpośrednio do betonowego fundamentu. Daje to duże możliwości kotwienia z użyciem złączy ciesielskich i kotew mechanicznych lub chemicznych. Konstruując wyższe kondygnację, należy stosować podobne rozwiązania, jednakże trzeba łączyć się do drewnianego stropu lub bezpośrednio do ściany niższej kondygnacji.

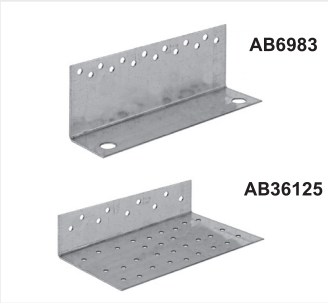
Zabezpieczenie wyższych kondygnacji przed przesunięciem

Można to zrealizować w bardzo prosty sposób – łącząc wkrętami ciesielskimi pas dolny ściany wyższej kondygnacji do stropu poniżej (Patrz: Przykłady - Część II, pkt. 9). Jest to analogiczne rozwiązanie do kotwienia podwaliny ściany parteru do fundamentu. Podobnie jak na parterze, możliwość takiego połączenia ogranicza się do ścian otwartych, w których mamy dostęp do wnętrza ściany. Alternatywnymi rozwiązaniami są połączenia z użyciem złączy ciesielskich. Najprostszym jest stosowanie płytek perforowanych w układzie poziomym, w połączeniu między ścianami kondygnacji a drewnianym stropem (Zdj.5.5).



Zdj.5.5 Zastosowanie płytek perforowanych w połączeniu ściana szkieletowa – strop.

Jest to najprostsze połączenie nakładkowe, które ma za zadanie przenosić obciążenia ścinające czyli przesunięcie. Ważna aby dobrać taki rozmiar płytki, aby zachować minimalne rozstawy między gwoździami (wzdłuż włókien drewna) i minimalne odległości od krawędzi łączonych elementów. Płytki montowane są od zewnętrznej strony ściany, dlatego to rozwiązanie może nie być wygodne w montażu, jeśli nie dysponujemy rusztowaniem wokół budynku. Drugim sposobem połączenia jest zastosowanie kątowników wzdłuż ściany, montowanych do stropu. Jest to rozwiązanie analogiczne jak na parterze. Trudnością pojawiającą się na piętrze jest brak betonowego fundamentu, do którego można kotwić się w dowolnym miejscu. Na piętrze, łącząc się do drewnianego stropu, należy kątowniki umieszczać w taki sposób aby łączyły się z belkami stropowymi, a nie tylko z płytą poszycia stropu. Może to stanowić pewną trudność.

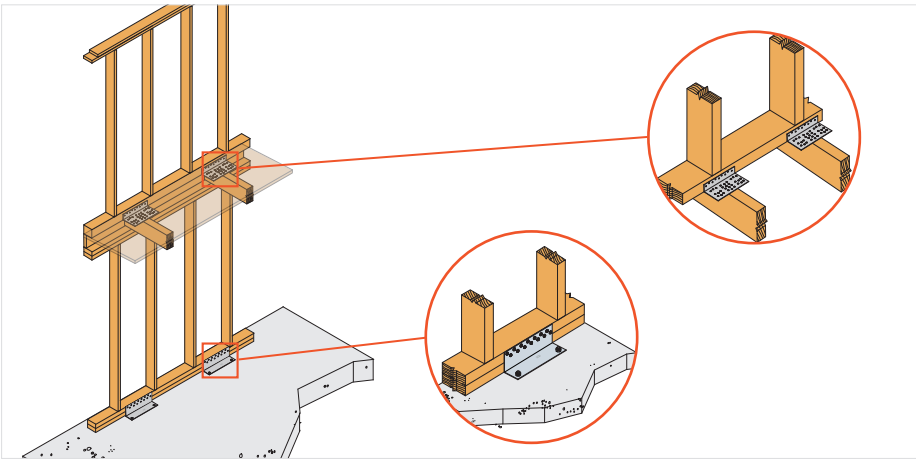


Zdj.5.6 Grupa kątowników AB6983 i AB36125.

Belki stropowe mogą występować w wielu konfiguracjach, w zależności od układu konstrukcyjnego. Poza standardowymi kątownikami, które mogą znaleźć tu zastosowanie, sugerujemy zastosowanie dedykowanych do tego celu produktów. Są to złącza kątowe AB6983 i AB36125 (Zdj.5.6).

Kątownik AB6983 jest przeznaczony do kotwienia przeciw przesuwowi ścian parteru do betonowego fundamentu. Kątownik AB36125 pozwala wykonać połączenie ściany wyższych kondygnacji do drewnianego stropu.

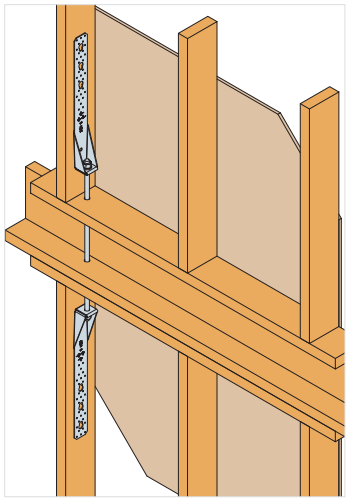
Dzięki zastosowaniu kilku schematów gwoździowania, możliwe jest jego zastosowanie w dowolnej konfiguracji belek stropowych – zarówno prostopadłych jak i równoległych względem montowanej ściany. Jest jednym z niewielu złączy, które idealnie pasuje do łączenia ścian wyższych kondygnacji (Zdj.5.7).



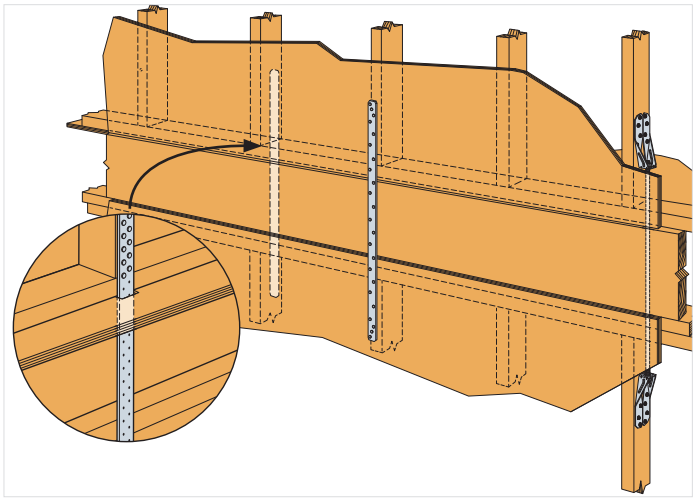
Zdj.5.7 Zastosowanie kątowników AB6983 i AB36125 w budynku piętrowym.

Zabezpieczenie piętra przed obrotem

Kolejnym aspektem jest poderwanie ściany wywołane jej obrotem. Ściany parteru są zabezpieczane przez złącza kotwiące łączone z fundamentem. Aby przeciwdziałać obrotowi ścian wyższych kondygnacji należy ich słupki połączyć ze słupkami ściany kondygnacji niższej. Można zastosować złącze kotwiące w ścianie piętra i połączyć je prętem gwintowanym, przechodzącym przez strop ze złączem kotwiącym zamontowanym w górnej części słupka ściany parteru (Zdj.5.8). Innym rozwiązaniem jest użycie pasków lub taśm perforowanych łączących słupki obu kondygnacji (Zdj.5.9) ■



Zdj.5.8 Zabezpieczenie ściany piętra przed obrotem przez zastosowanie pary złączy kotwiących.



Zdj.5.9 Zabezpieczenie ściany piętra przed obrotem przez zastosowanie pasków lub taśm perforowanych.

Rozdział 6

Ściany szkieletowe

Zasady konstruowania

Technologia budownictwa szkieletowego obejmuje zasady nazywane dobrymi praktykami. Poza spełnieniem wymagań nośności, zapewniają także łatwość wykonana i ekonomie zużycia materiałów budowlanych. Ogólne zasady konstruowania ścian szkieletowych są właśnie takimi zasadami. Opierają się one o lata doświadczeń projektantów i wykonawców. Warto się z nimi zapoznać szczególnie wtedy, gdy nie mamy wiele praktyki przy tego typu konstrukcjach, aby uniknąć wyważania otwartych drzwi. Zasady konstruowania w dużej mierze opierają się na dobrych praktykach technologii tworzonych na podstawie doświadczenia specjalistów w danej dziedzinie. Nie zawsze są to spisane reguły, częściej jest to wiedza zdobywana od bardziej doświadczonych projektantów lub wykonawców. Niniejszy rozdział prezentuje typowe rozwiązania w zakresie konstruowania drewnianych ścian szkieletowych. Nie oznacza to, że należy te rozwiązania traktować jako jedyną słuszną ścieżkę postępowania. Istnieje wiele innych dobrych rozwiązań tych samych detali konstrukcyjnych.

Stopień prefabrykacji

Prefabrykacja nieodłącznie wiąże się z konstrukcjami szkieletowymi. Coraz więcej w ostatnich latach widzi się domów szkieletowych wznoszonych w formie prefabrykowanej. Stopni prefabrykacji ścian szkieletowych jest prawdopodobnie tyle, ile jest firm prefabrykujących, ponieważ od możliwości produkcyjnych i zaawansowania linii w zakładzie prefabrykacji zależy jej poziom. Niemniej jednak można wyróżnić cztery ogólne stopnie prefabrykacji.

1. **Brak prefabrykacji** – materiały są dostarczane na budowę i cały proces budowlany odbywa się w miejscu.
2. **Prefabrykacja panelowa otwarta** – w zakładzie prefabrykacji przygotowuje się tylko konstrukcje poszczególnych ścian (szkielet) wraz z jednostronną płytą poszycia. Takie prefabrykaty są dostarczane na budowę, dalsze prace wykonywane są na miejscu.
3. **Prefabrykacja panelowa zamknięta** – ściany prefabrykuje się w najwyższym możliwy stopniu, na jaki pozwala na linia prefabrykacyjna. Mowa tu o izolacji, instalacjach, wszelkich warstwach wykończenia, stolarce itp. Na budowie zestawia i łączy się przegrody budynku dostarczane w formie paneli.

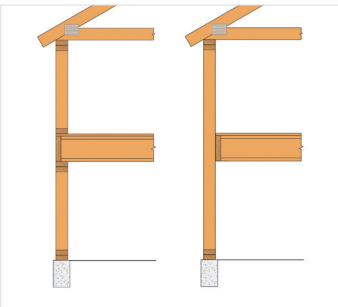
4. **Prefabrykacja modułowa** – w zakładzie prefabrykacji wykonuje się gotowe pomieszczenia, składające się z dwóch stropów i ścian. Moduł w formie prostopadłościanu dostarczany jest na budowie i łączony z innymi modułami tworząc budynek. Prefabrykacja modułowa pozwala na wykańczanie pomieszczeń „pod klucz" lub nawet transport z wyposażeniem, np. meblami w zabudowie.

Wysoki stopień prefabrykacji ma oczywiste zalety jak szybkość montażu i realizacji obiektu, brak ekspozycji na zewnętrzne warunki pogodowe, wysoka precyzja wykonania. Wadami są duże nakłady na specjalistyczny sprzęt i infrastrukturę zakładu i konieczność przygotowania bardzo szczegółowej dokumentacji warsztatowej. Warto zdawać sobie sprawę, że ze stopnia prefabrykacji konstrukcji wynikają także rozwiązania konstrukcyjne. Pewnym utrudnieniem w przypadku prefabrykacji zamkniętej jest ograniczony dostęp do warstwy nośnej ściany (szkieletu drewnianego). Może to powodować konieczność zastosowania innych rozwiązań w zakresie konstrukcji, instalacji, elementów wykończeniowych niż w przypadku prefabrykacji otwartej lub wznoszenia na placu budowy.

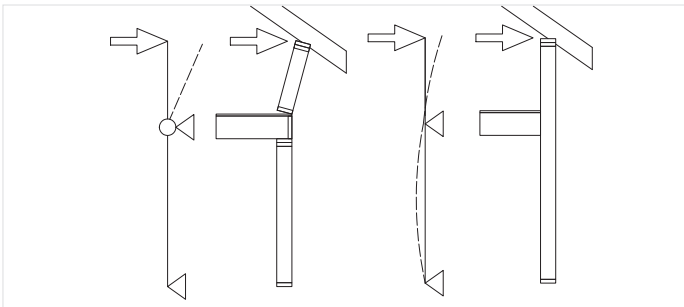
Konstrukcja platformowa czy balonowa?

Platformowy układ konstrukcyjny jest najczęściej stosowany i jest to naturalny i logiczny sposób wznoszenia budynku składającego się z kilku kondygnacji. W przypadku konstrukcji szkieletowej polega ona na wznoszeniu ścian pierwszej kondygnacji, następnie układaniu na niej konstrukcji stropu i dalej naprzemiennie w zależności od ilości przewidzianych kondygnacji. Co charakterystyczne, w tym układzie belki stropowe przerywają ciągłość słupków ścian. W konsekwencji słupki poszczególnych pięter mają wysokość danej kondygnacji. Przeciwieństwem tej metody wznoszenia jest układ balonowy. W tym schemacie konstrukcyjnym słupki są ciągłe od podwaliny pierwszej kondygnacji do oczepu najwyższego piętra. Belki stropowe nie przecinają ciągłości słupków, ale są z nimi odpowiednio połączone (Zdj. 6.1).

Układ platformowy pozwala na łatwą prefabrykację i transport prefabrykatów poszczególnych kondygnacji. Ten sposób wznoszenia jest też łatwiejszy i bezpieczniejszy. Układ balonowy w praktyce ma tylko jedną znaczącą przewagę nad konstrukcją platformową. Pozwala na przekazanie pewnych wartości sił poziomych, wynikających z rozporu z konstrukcji dachu, na strop oraz fundament. Konstrukcje platformowe nieusztywnione innymi ścianami poprzecznymi nie są w stanie przenieść znaczących sił poziomych z więźby dachowej. Wynika to z nieciągłości słupków i pojawiających się przegubów na styku ze ścian ze stropem (Zdj.6.2).
Trudności z prefabrykacją układów balonowych sprawiają, że w praktyce, przy stosowaniu wysokiego stopnia prefabrykacji, są one bardzo rzadko stosowane.



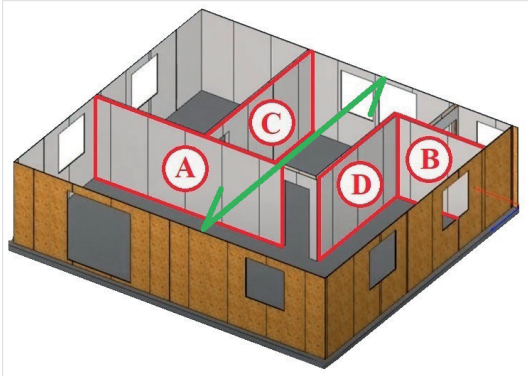
Zdj.6.1 Układy konstrukcyjne platformowy i balonowy.



Zdj.6.2 Schematy statyczne układów platformowych i balonowych.

Podział ścian z uwagi na jej funkcję

Ściany wewnętrzne budynków można podzielić na ściany konstrukcyjne i niekonstrukcyjne. Ściany konstrukcyjne możemy podzielić z kolei na dwie podgrupy ze względu na pełnione funkcję: ściany nośne i ściany usztywniające. Ściany nośne, w rozumieniu budynków szkieletowych to te, które przenoszą obciążenia pionowe, tj. ciężar własny, obciążenia użytkowe itp. Funkcją ścian usztywniających jest przenoszenie obciążeń poziomych, pochodzących od oddziaływania wiatru bądź efektów sejsmicznych, na niższe kondygnacje lub fundament w przypadku ścian parteru. Naturalnie mogą pojawiać się ściany, które będą

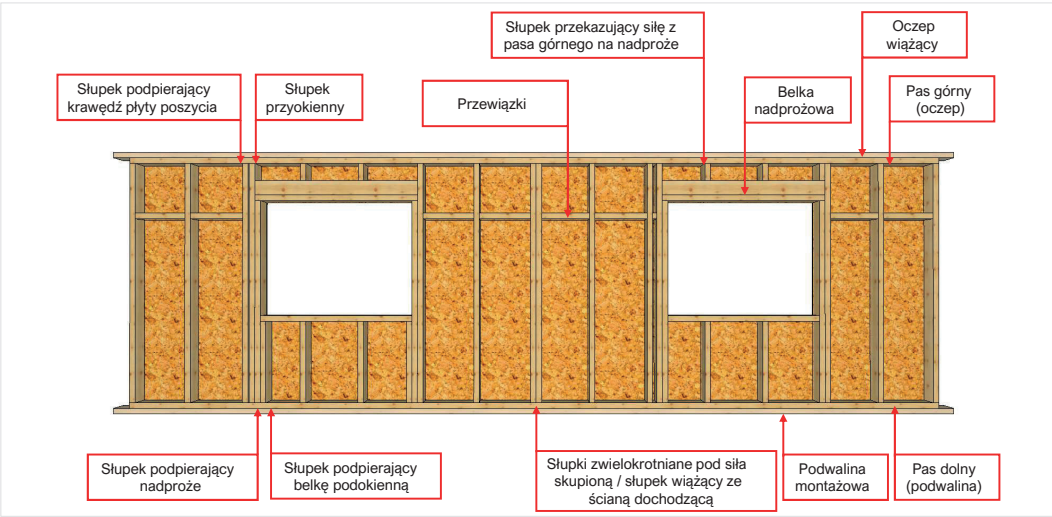


Zdj.6.3 Przykład podziału ścian z uwagi na funkcję nośną i usztywniającą

pełniły obie z tych funkcji – nośną i usztywniającą, czyli zostały przewidziane do przenoszenia obciążeń zarówno pionowych jak i poziomych. Ściany niekonstrukcyjne to w większości ściany działowe, czyli przegrody wydzielające w przestrzeni budynku poszczególne pomieszczenia. Na (Zdj.6.3) przedstawiono przykładowy podział na opisane wyżej ściany. Zielona oś obrazuje kierunek układu belek stropowych nad ścianami przedstawionej kondygnacji.
Podział zaznaczonych ścian z uwagi na pełnione funkcje może być następujący. Obie ściany A i B, o układzie prostopadłym względem belek stropowych, będą pełnić rolę nośną. Ale funkcję usztywniającą może pełnić już tylko jedna z nich, na przykład ściana A. O tym, czy dana ściana jest ścianą usztywniającą decyduje sposób jej poszycia i rodzaj zakotwienia w fundamencie. Ściany C i D równoległe do belek stropowych nie muszą być nośne, ale mogą pełnić rolę usztywniających. Jak wynika z powyższego, w domu szkieletowym możemy mieć do czynienia ze ścianą nienośną, która jednak będzie pełnić rolę usztywniającą. Formalnie rzecz biorąc, można by te ściany nazwać również nośnymi. Stosuje się jednak rozróżnienie w opisie nośna/usztywniająca aby zaznaczyć jakie obciążenia pionowe/poziome ma ona przenosić.

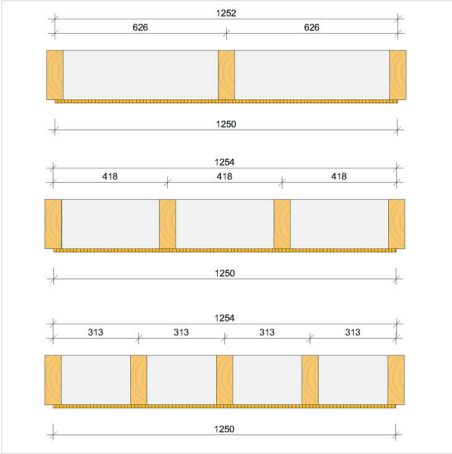
Konstrukcja ściany szkieletowe (Zdj.6.4)

Słupek standardowy – jest to główny element konstrukcyjny ściany. W Polsce nie są ustandaryzowane wymiary przekroju poprzecznego słupków. Z reguły stosowane są słupki o szerokości od 45 do 80 mm. Wysokość przekroju zależy w dużej mierze od grubości izolacji, jaką planujemy zmieścić w ścianie, co wpływa na parametry izolacyjne przegrody. Ściany zewnętrzne mają z reguły grubość od 140 do nawet 300 mm. Ściany wewnętrzne wykonuje się z przekrojów o mniejszych wysokościach z uwagi na brak wymagań termicznych. Izolacja pełni tam jedynie funkcję izolatora akustycznego. Bardzo ważną regułą pozwalającą na minimalizację odpadu i przyspieszenie wznoszenia konstrukcji obiektu, jest dobieranie rozstawu słupków do szerokości stosowanych płyt poszycia. Na (Zdj.6.5) przedstawiono typowe rozstawy słupków poszywanych płytą OSB o szerokości 1250 mm. Dodatkowe kilka milimetrów w rozstawie wynika z konieczności zachowania szczeliny pomiędzy krawędziami sąsiadujących płyt. Jeżeli stosowane są inne płyty poszycia, rozstaw słupków należy dostosować do ich modułu szerokości.



Zdj.6.4 Elementy składowe konstrukcji ściany szkieletowej.

Słupki zwielokrotnione – pojawiają się w konstrukcji ściany jako dodatkowe słupki poza standardowymi. Ich rolą jest zapewnienie podparcia dla elementów stopu lub dachu generujących duże siły skupione (wymiany, podciągi).
Ich przekrój tworzą z reguły te same elementy co słupki standardowe zestawione w pakiet kilku słupków. Ilość wymaganych słupków jest wyznaczana przez projektanta konstrukcji.



Zdj.6.5 Typowe rozstawy słupków dostosowane do szerokości płyt poszycia.

Słupki okienne/ drzwiowe – Są to słupki, które pojawiają się przy otworach okiennych lub drzwiowych. Mają za zadanie stworzyć konstrukcję nośną otworu. Sposobów formowania tego fragmentu ściany jest wiele. Typowym jest zastosowanie słupka pełnego, słupka podpierającego nadproże i słupka podokiennego.

Podwaliny – Podwalina to element z reguły tego samego przekroju co słupek, leżący na fundamencie lub stropie, stanowiący dolną krawędź ściany. Często dla ścian parteru stosuje się podwójne podwaliny. Pierwsza z nich (podwalina montażowa) montowana jest do fundamentu i jej głównym zadaniem jest wypoziomowanie powierzchni pod ściany i wyznaczenie ich pozycji. W związku z tym, że to podwalina montażowa jest najbardziej narażona na wilgoć, jest ona często dodatkowo impregnowana. Druga podwalina nazywana też pasem dolnym jest fragmentem prefabrykowanej ściany pozwalającym połączyć słupki w element wysyłkowy.

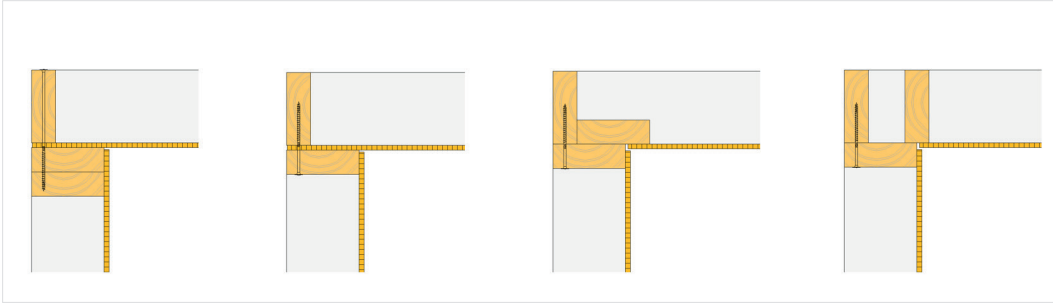
Oczepy – To poziome elementu na górnej krawędzi ściany. Bardzo często stosuje się podwójne oczepy. Pierwszy oczep (nazywany alternatywnie pasem górnym) jest elementem składowym ściany jako prefabrykatu. Dodatkowy oczep montowany na budowie ma na celu dodatkowe powiązanie górnej krawędzi sąsiadujących ścian (Zdj.6.6). Podwójny oczep może pełnić także inną funkcję. Jeśli belki stropowe nie pokrywają się ze słupkami ściany, zdwojony oczep musi pełnić rolę belki zginanej przenoszącej obciążenia na słupki.

Zdj.6.6 Sposób łączenia górnej krawędzi ścian dodatkowym oczepem.

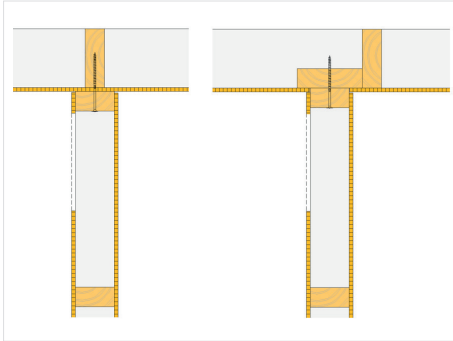
Przewiązki – są to poziome elementy pomiędzy sąsiadującymi słupkami. Przewiązki mogą pełnić kilka ról, jednakże z reguły stosuje się je dla podparcia krawędzi płyty poszycia. Taka konieczność zachodzi, gdy wysokość kondygnacji jest na tyle duża, że pojedynczy arkusza płyty poszycia nie sięga od podwaliny do oczepu. Wtedy na wysokości ściany pojawia się dodatkowa krawędź, którą należy podeprzeć stosując przewiązki.

Połączenia poszczególnych ścian

Ściany szkieletowe tworzące elementy wysyłkowe, na budowie należy ze sobą połączyć. Najczęstszymi połączeniami są połączenia typu „L" w narożach i typu „T" na skrzyżowaniu ściany zewnętrznej i wewnętrznej. Istnieje wiele sposobów konstruowania detali połączeń ścian danej kondygnacji. Wybór konkretnego połączenia bardzo często wynika z stopnia prefabrykacji i możliwości dostępu montażysty do słupków szkieletu. Zdarza się, że celowo pozostawia się ściany niewykończone w miejscach, w których łączą się one z innymi ścianami. Kilka typowych rozwiązań połączeń L i T przedstawiono na rysunkach (6.7 i 6.8).



Zdj.6.7 Typowe połączenia typu L ścian jednej kondygnacji



Zdj.6.8 Typowe połączenia typu T ścian jednej kondygnacji.

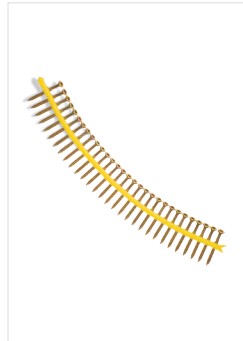
Podsumowując opisane w powyższym rozdziale dobre praktyki konstruowania ścian szkieletowych, trzeba traktować jako zalecenia, a nie wymagania. Samo przestrzeganie tych zasad nie gwarantuje jeszcze, że konstrukcja będzie poprawnie zaprojektowana i wykonana. Zasady konstruowania można wykorzystać do wstępnych założeń i dalej analizować obliczeniowo. Pomimo wielu zbieżności konstrukcyjnych, każdy budynek może różnić się od podobnego wieloma elementami zarówno w swojej budowie jak i wielkości oddziaływań zewnętrznych takich jak wiatr czy śnieg. Z drugiej strony, jeżeli projekt jest w sprzeczności z ogólnymi zasadami konstruowania, również nie oznacza to automatycznie faktu popełnienia błędu. Projektanci mogą świadomie decydować się na niestandardowe rozwiązania, jeżeli w ich ocenie będzie ono lepsze/bezpieczniejsze/tańsze itp. Takie niestandardowe rozwiązania często są opracowywane i wprowadzane w firmach, które bazują na własnej technologii. Dostosowywane są one do możliwości produkcyjnych, stopnia prefabrykacji czy możliwości transportowych. ■

Powiązane produkty:

Wkręty TTUFS

Wkręty ESCR

Quik Drive QDPRO64



Wkręty na taśmie

Rozdział 7

Stropy w budynku szkieletowym

Zasady konstruowania

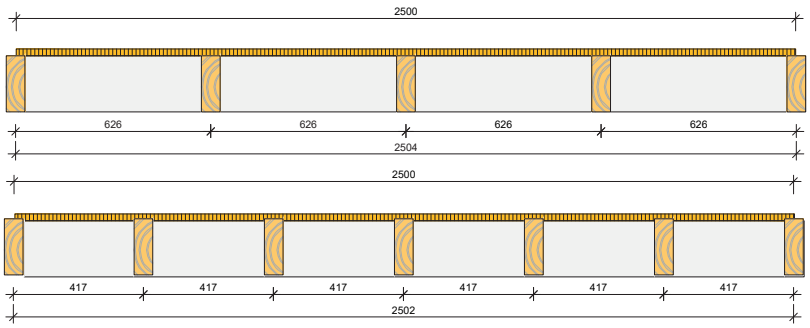
Niniejszy rozdział opisuje typowe rozwiązania konstrukcyjne stosowane w drewnianych stropach domów szkieletowych. Omówienie poszczególnych elementów składowych stropu pozwoli świadomie je dobierać lub eliminować jeśli jest taka możliwość.
Typowe rozwiązania omawiane w niniejszym rozdziale są zbiorem dobrych praktyk technologii szkieletu drewnianego. Nie należy rozumieć ich jako jedynie słusznego rozwiązania. Każdy strop należy traktować indywidualnie, a większość problemów inżynierskich można rozwiązać na wiele dobrych sposobów. Z drugiej strony należy pamiętać, że wykonanie stropu w oparciu o opisane rozwiązania nie gwarantują jeszcze bezpieczeństwa konstrukcji. W każdym przypadku to projektant konstrukcji powinien ustalić i wyspecyfikować w dokumentacji projektowej konkretne rozwiązania.
Z czego składa się strop?
Odpowiedź – z belek stropowych narzuca się sama. Jednakże nie jest ona pełna. Takie elementy jak belki krawędziowe, przewiązki, wymiany często stanowią elementy niezbędne do poprawnej pracy tego układu konstrukcyjnego. W przypadku drewnianych konstrukcji szkieletowych, także poszycie (podobnie jak dla ścian) odgrywa bardzo ważną rolę w kształtowaniu stropu.

Główne belki stropowe

Drewniane lub drewnopochodne belki stropowe są głównymi elementami konstrukcyjnymi stropu. Stosuje się belki lite lub wszelkie odmiany klejonych elementów drewnopochodnych jak belki klejone na długości, klejone warstwowo lub klejone forniry (LVL). W ostatnich latach coraz większą popularnością cieszą się drewnopochodne belki dwuteowe. W szczególności te ostanie mają swoją specyfikę i często wymagają odmiennych rozwiązań. Stosując takie materiały zawsze warto skontaktować się z producentem, aby poznać szczegóły konstruowania i montażu.

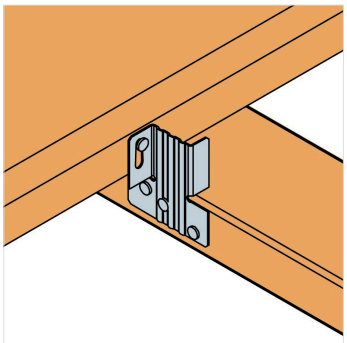
Rozstaw belek stropowych powinien być dostosowany do modułu długości płyt poszycia. W przypadku najpopularniejszego poszycia czyli płyty OSB o długości 2500 mm, typowe rozstawy to 626 mm lub 417 mm (Zdj.7.1). Stosując takie rozstawy płyta skończy się na belce bez konieczności jej docinania.

Takie rozstawy zapewniają także uzyskanie 2-3 mm szczeliny dylatacyjnej wymaganej na łączeniu sąsiadujących płyt o prostych krawędziach.



Zdj.7.1 Typowe rozstawy belek stropowych dla płyty OSB o długości 2500 mm.

Określając kierunek rozpiętości belek stropowych z reguły wybiera się taki, aby ich rozpiętość, czyli odległość między podporami była najmniejsza. Jeżeli jest taka możliwość, warto orientować belki stropowe w taki sposób, aby ich układ był co najmniej dwuprzęsłowy. Dotyczy to oczywiście sytuacji, gdy dysponujemy wewnętrznymi podporami w postaci ścian nośnych. Jest to bardzo korzystny układ z uwagi na ugięcia czyli Stan Graniczny Użytkowalności. Jeżeli przeanalizujemy pracę dwóch układów belek o tym samym przekroju i równym obciążeniu liniowym –jednoprzęsłowej i dwuprzęsłowej symetrycznej. Dojdziemy do wniosku, że belka jednoprzęsłowa (dla odpowiednio określonego obciążenia) znajdzie się Stanie Granicznym Użytkowalności, czyli osiągnie maksymalne dopuszczalne ugięcie przy rozpiętości 4 m. W przypadku belki dwuprzęsłowej osiągnie ona maksymalne dopuszczalne ugięcie przy rozpiętości obu przęseł 5,35 m. Czyli układy dwuprzęsłowe pozwalają na zwiększenie rozpiętości o ok 1/3. Warto mieć to na uwadze określając kierunki poszczególnych belek stropowych.



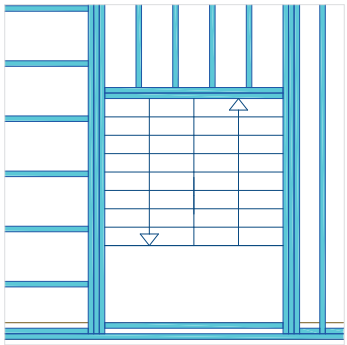
Zdj.7.2 Zastosowanie złącza PWR na styku belki stropowej i ściany działowej.

Przy okazji uwzględniania ścian wewnętrznych jako podpór dla belek stropowych warto omówić jeszcze jedno zagadnienie. Zdarza się, ze belka stropowa przechodzi nad kilkoma ścianami, z których nie wszystkie są nośne. Aby nie obciążać ścian działowych (nienośnych) często stosuje się kilkumilimetrową dylatacje pomiędzy spodem belki, a wierzchem ściany działowej. Jednakże z drugiej strony ściany działowe muszą być zabezpieczone przed wychyleniem z pionu. Oznacza to zastosowanie takiego połączenia, które zapewni swobodny przesuw na kierunku pionowym i jednocześnie nośność na kierunku poziomym. Rozwiązaniem tego problemu jest złącze PWR stworzone właśnie z myślą o tym zastosowaniu (Zdj. 7.2). Wykorzystano w nim pionowy otwór podłużny. Gwóźdź w wbity w taki otwór zabezpiecza ścianę przed wychyleniem, przy jednoczesnej swobodzie pionowej.

Wymiany – belki zwielokrotnione

Niemalże w każdym stropie zachodzi konieczność zastosowania wymianów, czyli belek podpierających inne belki stropowe. Stosowanie wymianów bardzo często związane jest z koniecznością tworzenia otworów w powierzchni stropu.

Z reguły są to otwory z przeznaczeniem na schody, kominy czy inne instalacje. Wymian „zbiera" więcej obciążenia niż typowa belka stropowa z tego powodu jego przekrój często jest większy. Jeżeli zachodzi potrzeba zwiększenia przekroju belki, najłatwiej to zrobić zbijając dwie belki ze sobą. Z logistycznego punktu widzenia lepiej na budowie lub zakładzie prefabrykacji operować jednym przekrojem, a w razie konieczności go zwielokrotniać łącząc je ze sobą. Sprawa odpowiedniego połączenia nabiera szczególnej wagi w przypadku belek obciążonych niesymetrycznie.

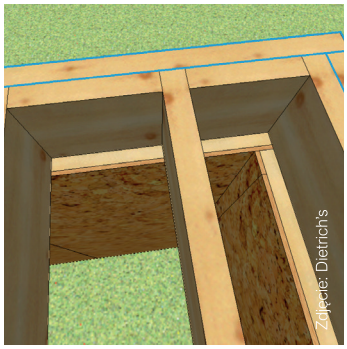


Zdj.7.3 Zwielokrotniona belka niesymetrycznie obciążona (lewa krawędź).

Typowym przykładem jest belka wyznaczająca krawędź otworu schodowego (Zdj.7.3).
Od strony otworu schodowego belka składowa wchodząca w skład belki zwielokrotnionej nie jest obciążona. Belka składowa po przeciwległej stronie jest mocno obciążona typowymi belkami stropowymi.
Kwestia sposobu i gęstości połączenia składowych belek jest zagadnieniem projektowym. To od jakości tego połączenia zależy czy belka będzie pracowała jako jeden element czy jako niepowiązane elementy sąsiadujące.

Belki krawędziowe

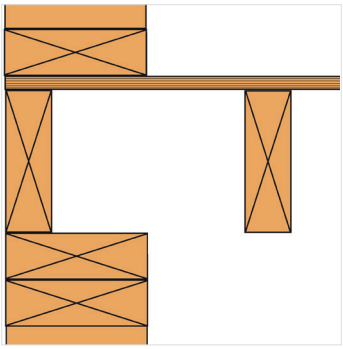
Elementami ograniczającymi powierzchnie stropu są belki krawędziowe (Zdj.7.4). Poza wydzieleniem przestrzeni stropu, tworzą z zewnętrznymi krawędziami ścian płaską powierzchnie. Dzięki temu umożliwiają montaż warstw elewacyjnych. Poza tymi oczywistymi funkcjami, belki krawędziowe pełnią jeszcze inne istotne role w całym układzie konstrukcyjnym stropu. Przede wszystkim pełnią rolę elementów dociskowych pomiędzy ścianami piętra i parteru. To przez przekrój między innymi belek krawędziowych są przekazywane obciążenia wyższych kondygnacji na kondygnacje niższe. Kolejną niezwykle istotną funkcją belki krawędziowej jest współtworzenie z poszyciem stropu przepony stropowej. To od odpowiedniej nośności i poprawnej pracy tarczy stropowej, zależy dystrybucja obciążeń poziomych na ściany usztywniające.



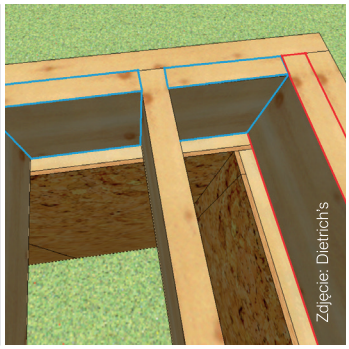
Zdj.7.4 Stropowe belki krawędziowe.

Belki dociskowe i przewiązki dociskowe

Elementami, które stosuje się na podporach (ścianach) są belki dociskowe i przewiązki dociskowe (blokowe). W sytuacji gdy belki stropowe są równoległe do ściany zewnętrznej, przekrój poprzeczny w tym miejscu wyglądałby jak na (Zdj.7.5).



Zdj.7.5 Belki stropowe i równoległa do nich ściana zew. (bez belki dociskowej).



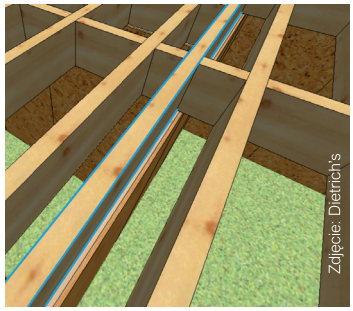
Zdj.7.6 Belki dociskowe – czerwone, przewiązki dociskowe (blokowe) – niebieskie.

Takie rozwiązanie bardzo ogranicza pole docisku i dodatkowo tworzy duży mimośród przekazywania obciążeń z wyższych kondygnacji za pośrednictwem stropu. W celu zwiększenia pola docisku i ograniczenia mimośrodu w tych miejscach stosuje się dodatkowe belki nazywane dociskowymi (Zdj.7.6 - czerwone). Podobnie rzecz się ma na ścianach prostopadłych do belek stropowych. W celu zwiększenia pola docisku stosuje się przewiązki nazywane dociskowymi (Zdj.7.6 - niebieskie). W tym miejscu pełnią one także dodatkową funkcje, stabilizująca dla belek stopowych.

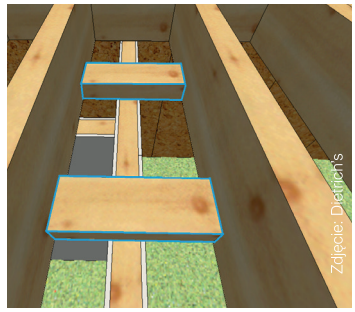
Przewiązki blokowe zabezpieczają belki stopowe przed obrotem na podporze.
W przypadku wewnętrznych ścian nośnych prostopadłych do belek stropowych stosuje się analogiczne przewiązki, pełniące te same funkcje. Zwiększenie masy drewna nad przegrodami (dodatkowe przewiązki, belki dociskowe) poza aspektami konstrukcyjnymi, korzystne wpływa na bezpieczeństwo pożarowe. Większa ilość drewna będzie barierą dla ognia i uniemożliwi swobodne przedostanie się płomieni ponad ścianą, w przestrzeni stropu.

Belki naścienne i przewiązki pośrednie

Ściany równoległe do układu belek znajdujące się pod stropem i nad stropem muszą być z nim odpowiednio połączone. W przypadku ścian poprzecznych do belek stropowych sprawa jest dość prosta, bo każde skrzyżowanie ściany z kolejną belką stanowi naturalny punkt połączenia. W przypadku ścian nośnych połączenie wykonuje się bezpośrednio, w przypadku ścian działowych z dylatacją i użyciem odpowiedniego złącza (Zdj.7.2), o czym pisałem wcześniej. Aby zabezpieczyć ścianę równoległą do belek można stosować jedno z dwóch rozwiązań. Pierwsze polega na wstawieniu dodatkowej (nie wynikającej ze standardowego rozstawu) belki stropowej w osi ściany (Zdj.7.7). Innym rozwiązaniem jest stosowanie przewiązek pośrednich, które będą prostopadle do kierunku ściany i będą tworzyły skrzyżowania umożliwiające połączenie (Zdj.7.8).



Zdj.7.7 Dodatkowa belka w osi ściany równoległej do belek stropowych.



Zdj.7.8 Przewiązki pośrednie łączące ścianę działową poniżej stropu.

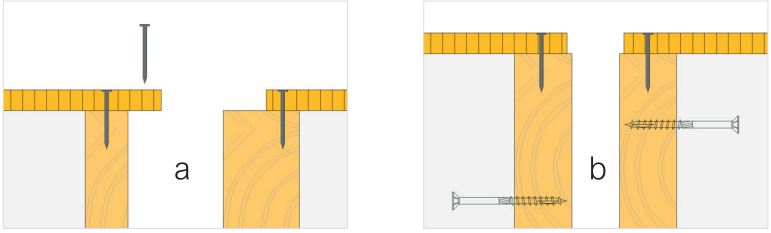
Przewiązki stosowane w tym celu mogą być pełne (blokowe), lub niepełne (niższe niż wysokość belek stropowych). Mogą to być wręcz poziome listwy/łaty. W przypadku ścian nośnych równoległych, wymagane jest stosowanie dodatkowej belki, rozwiązanie z przewiązkami jest niewystarczające. Problem połączenia ze ścianami dotyczy także belek równoległych ponad stropem. Stosuje się analogiczne zabiegi (dodatkowa belka, przewiązki pośrednie). W przypadku długich nienośnych ścian równoległych gdy konieczna jest przewiązka górą i dołem (ściana pod i nad stropem) można stosować przewiązki na pełną wysokość (blokowe). Jednakże z uwagi na pracochłonność zaleca się wstawienie dodatkowej belki.

Poszycie stropu

Warto sobie uświadomić, że poszycie stropu nie stanowi jedynie powierzchni nośnej do przenoszenia obciążeń w czasie użytkowania stropu. Poszycie zabezpiecza belki stropowe przez zwichrzeniem. Obecność poszycia jest także warunkiem koniecznym do rozpatrywania stropu jako przepony poziomej w analizie sztywności przestrzennej budynki szkieletowego. Aby strop z poszyciem mógł pełnić tą rolę, należy pamiętać o odpowiednim połączeniu płyty poszycia do wszystkich belek stropowych i krawędziowych.
Norma Eurokod 5 w punkcie 10.8.1 wskazuje konkretne wymagania co do montażu: „Gwoździe inne niż gładkie (…) lub wkręty powinny być używane z zachowaniem maksymalnego rozstawu wzdłuż krawędzi płyt poszycia wynoszącego 150 mm. W innych miejscach maksymalny rozstaw powinien wynosić 300 mm.” Dodatkowo stosuje się także przewiązki (niepełne) na swobodnych krawędziach podłużnych płyt poszycia. Jest to wymóg normowy, jeżeli strop z płytą poszycia mamy traktować jako przepona stropowa, dystrybuująca obciążenia na ściany usztywniające.

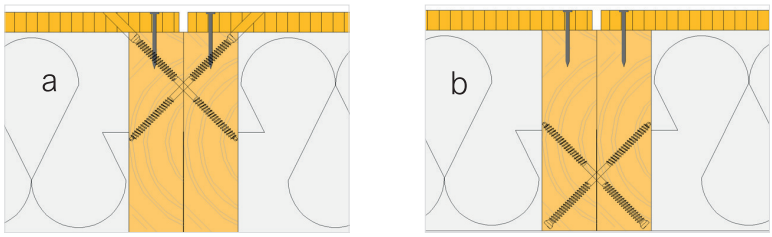
Prefabrykowane kasety stropowe

Firmy stosujące zaawansowaną prefabrykację, bardzo często stropy na budowę dostarczają w postaci prefabrykowanych kaset (paneli) stropowych. Są to po prostu fragmenty stropu składające się z belek, poszycia, czasami izolacji i innych warstw wykończenia. Stosując stropy w formie prefabrykowanej znacznie przyśpieszamy montaż na placu budowy, ale staniemy przed problemem wzajemnego połączenia kaset ze sobą. Dwa najprostsze sposoby przedstawione są na (Zdj.7.9a,b)



Zdj.7.9 Połączenia kaset stropowych przez poszycie lub skręcenie prostopadłe.

Pierwszy sposób jest bardzo prosty i wygodny, przewiduje połączenie kaset za pośrednictwem płyt poszycia. Wymaga to przygotowania odpowiedniego wysięgu poszycia na krawędziach kaset. Ze względów optymalizacji, często skrajne belki sąsiadujących kaset różnią się przekrojem (Zdj.7.9a). Wadą tego rozwiązania jest pośrednie połączenie kaset. Sąsiadujące belki stropowe faktycznie są niepowiązane. Drugi typ tego połączenia nie ma tej wady, i wydaje się banalnie prosty. Przewiduje połączenie belek stropowych przez skręcenie poprzeczne od wnętrza kasety (Zdj.7.9b). Ograniczeniem tej metody jest konieczność dostępu do przestrzeni wewnętrznej kasety, co ogranicza stopień prefabrykacji. Dodatkowym utrudnieniem może być gęsty rozstaw belek stropowych, uniemożliwiający zmieszczenie wkrętarki z wkrętem.
W przypadku kaset stropowych o znacznym stopniu prefabrykacji (zamkniętych) preferuje się inne sposoby ich łączenia przedstawione na (Zdj.7.10a, b)



Zdj.7.10 Połączenia kaset stropowych o znacznym stopniu prefabrykacji (zamkniętych).

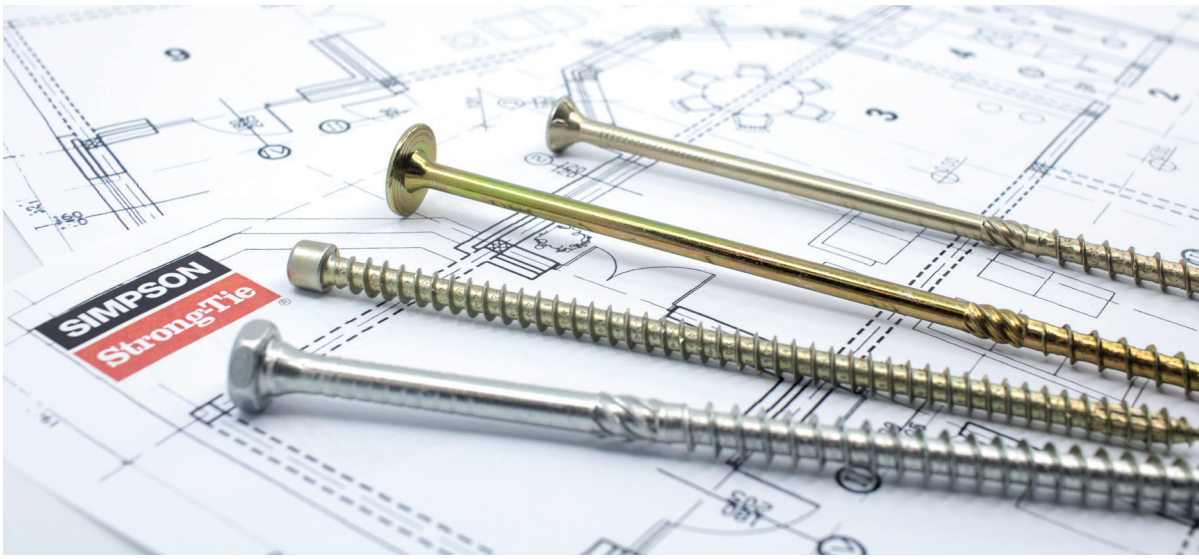
Rozwiązania te bazują na wkrętach dwugwintowych SWD. Są to wkręty, które umożliwiają dowolnie zagłębienie w materiale, dzięki temu mogą penetrować warstwę poszycia górnego (Zdj.7.10a). Mogą być stosowane także, przy montażu od dołu kaset stropowych. Ich zaletą jest duża nośność bazująca na dwóch gwintach znajdujących się w obu łączonych elementach. Dodatkowo poprzez różnych skok gwintów, właściwie zamontowane, wykazują tendencję do dociśnięcia łączonych elementów.

Jak widać strop w budynku szkieletowych to nie tylko główne belki stropowe. Ważnymi elementami są także elementy dodatkowe jak belki krawędziowe, przewiązki i oczywiście poszycie stropu. Zasady konstruowania można wykorzystać do wstępnych założeń i dalej analizować obliczeniowo. Nie należy ich rozumieć jako gotowe rozwiązania. Podobnie, jeżeli projekt odbiega od przedstawionych powyżej typowych sposobów konstruowania, nie oznacza to automatycznie jego niepoprawności. ■

Rozdział 8

Wkręty ciesielskie

Zastosowanie wkrętów ciesielskich w domu szkieletowym

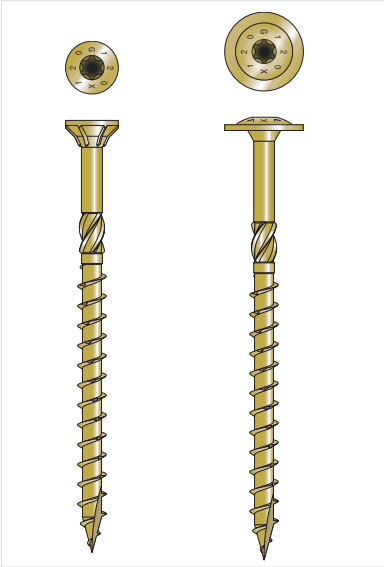


W poprzednich rozdziałach opisane zostały złącza ciesielskie stosowane w domach szkieletowych. W wielu innych, często drugorzędnych połączeniach, stosuje się wkręty ciesielskie.
Spośród tak wielu rodzaju wkrętów, w ciesielstwie najczęściej stosowane są wkręty o częściowym gwincie, ściągające i dociskające łączone elementy. Takie właśnie wkręty są najczęściej stosowane do skręcania ścian szkieletowych. Co wiemy o stosowanych przez nas wkrętach?
Z reguły to wkręty ocynkowane o średnicy Ø6, Ø8, Ø10 o łbie stożkowym lub talerzykowym (podkładkowym). Czy powinno interesować nas coś więcej poza ceną takiego łącznika? Czy z pozoru bardzo podobne wkręty mogą się czymś różnić?

Odpowiedź jest oczywista, tak samo jak w przypadku złączy ciesielskich wyglądających prawie identycznie, tak samo w przypadku wkrętów, subtelne różnice powodują przewagę i wyższość jednych wkrętów nad innymi. Jakie cechy wkrętów ciesielskich powinny zwrócić naszą uwagę?
Podstawową sprawą, jak przy każdym elemencie konstrukcyjnym, jest Deklaracja Właściwości Użytkowych. Z roku na rok poprawia się świadomość inwestorów i tym samym wymagania w tym temacie są coraz większe. Warto zapytać swojego dostawcę czy wkręty, których używamy posiadają odpowiednie dokumenty techniczne. Pamiętajmy, że prawie każde wkręty mają stosowne cechy na łbie które nawet po montażu umożliwiają ich identyfikację. Jednym z najgorszych momentów aby dowiedzieć się że używane przez nas wkręty nie powinny nigdy znaleźć się na budowie jest odbiór konstrukcji przez inwestora. Aby móc poprawnie wybrać odpowiednie wkręty dobrze wiedzieć, które ich cechy pozytywnie wpływają na właściwości tych łączników.

Ważną kwestią jest ochrona antykorozyjna. Najczęściej stosowane wkręty są ocynkowane elektrolitycznie warstwą cynku o grubości 5 µm. Takie wkręty mogą być stosowane wyłącznie w środowisku suchym. Do zastosowań w miejscach narażonych na wilgoć lub bezpośredni kontakt ze środowiskiem zewnętrznym przeznaczone są wkręty z odpowiednimi powłokami ochronnymi lub wykonane ze stali nierdzewnej.

Jak wspomniałem na wstępie dwa najbardziej popularne typy łbów wkrętów to wkręty o łbie stożkowym i talerzykowym (Zdj. 8.1).



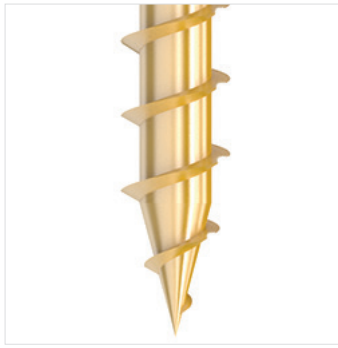
Zdj.8.1 Wkręty ciesielskie z gwintem częściowym z łbem stożkowym i talerzykowym.

Wkręty o łbie stożkowym stosowane są w połączeniach, w których zależy nam na zlicowaniu się łba wkręta z powierzchnią elementu dokręcanego. Ma to duże znaczenie przy skręcaniu ścian drewnianych do których później będą montowane warstwy wykończeniowe. Każda najmniejsza nierówność, spowodowana odstającym łbem wkręta powodowałaby trudności w wykończeniu powierzchni. Dobrym przykładem jest także przykręcanie płyt drewnopochodnych (np. OSB) jako poszycie stropu drewnianego. Wkręty o łbach talerzykowych mają zdecydowanie lepszą nośność na przeciągnięcie łba. Stosowane są z reguły w miejscach niewidocznych gdzie nie jest konieczne uzyskanie płaskiej powierzchni. Wkręty o łbach talerzykowych można też ukryć stosując w miejscach montażu nafrezowane gniazda, w których ukryją się łby. Jednakże takie rozwiązanie jest dość czasochłonne. Stosując wkręty o łbie stożkowym warto zwrócić uwagę na żebra frezujące znajdujące się na stożku (Zdj. 8.2). Żebra te mają za zadanie ułatwić frezowanie gniazda, w którym ukryje się wkręt i dodatkowo zapobiega wyrywaniu się włókien drewna. Wkręty stożkowe o gładkich łbach mają tendencję do podrywania włókien i w konsekwencji wykończenie połączenia może być „poszarpane", co może być problematyczne zwłaszcza przy przykręcaniu płyt stropowych. Jedną z najważniejszych cech wkrętów ciesielskich jest łatwość montażu. Przy wkrętach o średnicy Ø8, Ø10 wszelkie cechy wkrętów zmniejszające niezbędny moment dokręcający nabierają szczególnego znaczenia. Taką właśnie funkcję pełni, znajdujący się między częścią nagwintowaną wkręta a częścią gładką, element rozwiercający (Zdj. 8.3).

Okazuje się, że mniejszy opór powoduje rozwiercenie otworu za gwintem niż tarcie części gładkiej wkręta po pobocznicy otworu. Im dłuższy wkręt tym zysk z tego rozwiązania większy. Dodatkowo poszerzając otwór w elemencie mocowanym i zmniejszając tarcie jesteśmy w stanie dokładniej dociągnąć łączone elementy do siebie. Kolejnym szczegółem w budowie wkrętów ciesielskich wpływającym na zmniejszenie momentu dokręcającego jest ledwo dostrzegalny frez na gwincie (Zdj. 8.4).

Zdj.8.2 Żebra frezujące na łbie wkręta

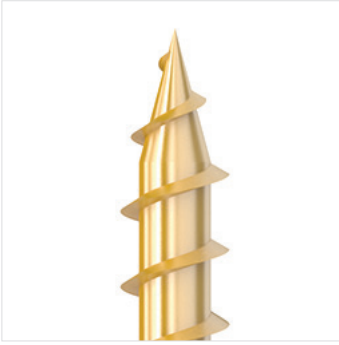
Zdj.8.3 Element rozwiercający



Zdj.8.4 Frez na gwincie wkręta

Rolą tego detalu jest przecinanie włókien drewna w czasie wkręcania wkręta. Ostatnim elementem, ale niezwykle ważnym jest końcówka wkręta. Przy wkrętach o dużej średnicy zawsze istnieje ryzyko rozwarstwienia się drewna. Norma drewniana (Eurokod 5) nakazuje wstępne nawiercanie łączników o średnicy większej niż Ø6. Wkręty ciesielskiej dzięki wyżej wymienionym cechom, a przede wszystkim specjalnie ukształtowanej końcówce montowane są bez wstępnego nawiercania.

Najczęściej spotykane końcówki przedstawione są na (zdj. 8.5a,b,c).
Wielu montażystów jest przekonanych że najlepszym rozwiązaniem jest nacięcie 1/4 nie dopuszczając innych opcji. Decydując się na wybór wkrętów danego typu poza aspektami cenowymi, powinniśmy mieć na uwadze także to czy dany wkręt jest łatwy do zamontowania i nie stawia przy wkręcaniu dodatkowych oporów.



Zdj.8.5a. Końcówka wkrętów - zwykła

Zdj.8.5b Końcówka wkrętów - nacięcie 1/4

Zdj.8.5c Końcówka wkrętów - nacięcie 1/2

Ponieważ może okazać się że najtańszy wkręt powoduje duże trudności przy montażu i powoduje wydłużenie czasu pracy na budowie. Jak widać nawet tak proste łączniki jak wkręty ciesielskie mogą różnić się od siebie co później ma wpływ na łatwość ich montażu.

Zdj.8.6 Połączenie belek ze słupem

Głównym zastosowaniem wkrętów ciesielskich w konstrukcjach szkieletowych jest łączenie elementów ściany, słupków, oczepu i podwaliny. Wkręty ciesielskie świetnie zdają egzamin przy połączeniach, w których zależy nam na dociągnięciu elementu mocowanego i ścisłym przyleganiu elementów po połączeniu. Łączenie poszczególnych ścian w domach szkieletowych czy skręcanie dwóch belek ze sobą są dobrymi przykładami takich połączeń.
Inne zastosowanie to połączenie belek opieranych na słupach, w których nie pojawiają się inne siły niż siła pionowa, a wkręt pełni rolę ustabilizowania połączenia (Zdj. 8.6).

Zdj.8.7 Zastosowanie wkrętów ciesielskich

Przykręcanie wszelkich płyt (OSB do belek stropowych) czy innych elementów poszycia (łaty pod deski elewacyjne) to naturalne zastosowanie wkrętów (Zdj. 8.7). ■

Rozdział 9

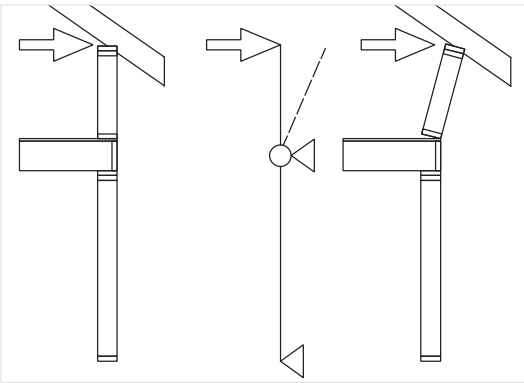
Więźba w budynku szkieletowym

Zalecenia i ograniczenia

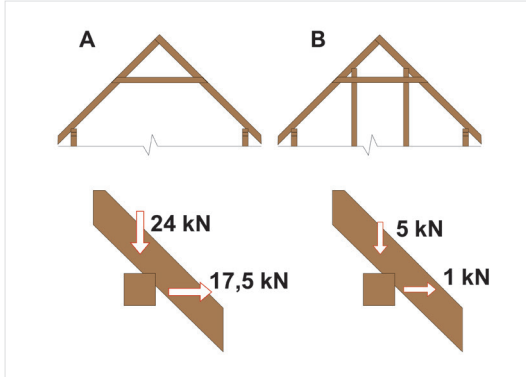
Czy dach na drewnianym budynku szkieletowym w znaczącym stopniu różni się od dachu na budynku murowanym?
W większości obiektów – nie. W obu przypadkach można stosować podobne rozwiązania i technologie. Szkielet drewniany charakteryzuje się jednak pewnymi ograniczeniami, które mogą wpływać na konstrukcję podpieranej więźby dachowej. ***Czy drewniane domy szkieletowe wymagają jakiś specyficznych więźb dachowych?*** Dach powinien być przede wszystkim poprawnie zaprojektowany i wykonany zgodnie z projektem. Więźba oparta na szkieletowych ścianach konstrukcji poniższej nie wymaga jakiś specjalnych zabiegów. Faktem jest, że projektowanie konstrukcji szkieletowych ma swoją specyfikę i ograniczenia. Można powiedzieć, że niektóre typy więźb są mniej korzystne w przypadku podparcia na ścianach szkieletowych.
Dachy w przypadku domów szkieletowych mogą występować w formie tradycyjnej więźby dachowej, prefabrykowanych wiązarów łączonych na płytki kolczaste, jak również prefabrykowanych paneli dachowych. Wybór często uwarunkowany jest stopniem zaawansowania w proces prefabrykacji wykonawcy konstrukcji. W przypadku małych firm dachy często wznoszone są na budowie w sposób tradycyjny. Duże firmy stawiające na szybkość montażu nieraz decydują się na więźby w wariancie prefabrykowanym – wiązary lub gotowe panele. Można usłyszeć opinie, że tradycyjne więźby dachowe o krępych przekrojach nie mogą być stosowane w budynkach szkieletowych z uwagi na swoją masę. Jest to oczywiście nieprawda. Rolą projektanta jest takie zaprojektowanie konstrukcji dachu i ścian aby wszelkie obciążenia zmienne i stałe (ciężar własny konstrukcji) były przenoszone w sposób bezpieczny.
Podobny mit krąży w aspekcie konieczności podpierania krokwi bezpośrednio nad słupkami ściennymi. Nie jest to wymóg, ale dość korzystne obliczeniowo rozwiązanie. Jednakże, jeśli krokwie są podparte na oczepach ścian między słupkami, nie jest to automatycznie błąd konstrukcyjny. Takie rozwiązanie jest poprawne, pod warunkiem sprawdzenia przez projektanta, czy oczep ściany między parą słupków jest w stanie przenieść obciążenia z więźby.

Unikajmy więźb rozporowych

Jeżeli mamy do czynienia z konstrukcją szkieletową ścian budynku, należy uczulić się na zjawisko rozporu więźby. Większość budynków szkieletowych wznosi się metodą platformową. Oznacza to, że wyższe kondygnacje montuje się dopiero po wykonaniu pełnej konstrukcji stropu i ścian niższej kondygnacji.
W przypadku budynkach murowanych jesteśmy w stanie zachować ciągłość zbrojenia stopu i rdzeni ścianki kolankowej. W przypadku platformowej konstrukcji szkieletu drewnianego takiej możliwości nie mamy. W efekcie ścianka kolankowa zamontowana jedynie w dolnej części do stropu jest podatna na obrócenie, w skutek działania siły poziomej – rozporu (Zdj.9.1).



Zdj.9.1 Mechanizm obrotu ścianki szkieletowej siłą rozporu



Zdj.9.2 Różnice reakcji podporowych w przypadku zmiany schematu więźby z krokwiowo-jętkowej (A) na płatwiowo-kleszczową (B)

Jak można próbować sobie radzić z przeniesieniem sił rozporu opisuje kolejny rozdział poradnika. Najlepszym jednak rozwiązaniem jest po prostu unikanie więźb o schematach rozporowych. Dotyczy to głównie więźb krokwiowych i krokwiowo-jętkowych.
Aby zrozumieć jak duży wpływ na wartość siły rozporu ma dobór konstrukcji więźby, wystarczy porównać dwa układy – krokwiowo-jętkowy i płatwiowo-kleszczowy. Dwa identyczne dachy pod względem geometrii i obciążeń, różniące się tylko konstrukcją więźby i sposobem podparcia, generują skrajnie różne reakcje podporowe (Zdj.9.2).
Decydując się na więźbę płatwiowo-kleszczową, słupy podpierające płatwie z reguły ukrywa się w przekroju ścian poddasza. Dzięki temu zabiegowi praktycznie nie ingerujemy w przestrzeń użytkową.

Zdj.9.3 Konstrukcja poddasza wykonana przy użyciu wiązarów attykowych

Aby uniknąć sił rozporu, w przypadku małych dachów można stosować więźby krokwiowe z płatwią kalenicową. W tym przypadku również należy zadbać o odpowiednie podparcie płatwi kalenicowej. Innym dobrym rozwiązaniem jest stosowanie wiązarów, tzw. „attykowych". Wiązar taki pełni rolę więźby, stropu i ścianek kolanowych (Zdj.9.3). Co ważne takie rozwiązanie również nie generuje sił rozporu na ściany, bo są one równoważone przez pas dolny wiązara stanowiący konstrukcję stropu.

Ściany szczytowe

W przypadku bardzo popularnych dachów dwuspadowych będziemy mieli do czynienia ze ścianami szczytowymi. W przypadku budynków szkieletowych te trójkątne ściany o wysokości kilku metrów stanowią pewien problem.

Tak wysoki element drewniany jest bardzo wiotki i podatny na obciążenia działające z jego płaszczyzny (Zdj.9.4). W związku z tym należy zadbać o właściwe podparcie ściany szczytowej nie tylko w czasie budowy, ale także na czas użytkowania obiektu.

Zdj.9.4 Ściana szczytowa w technologii szkieletu drewnianego

W zasadniczy sposób ta sytuacja różni się w przypadku budynków murowanych. Murowane ściany szczytowe są często dodatkowo wzmacniane rdzeniami żelbetowymi, dzięki temu stanowią konstrukcję samonośną, mogącą przeciwdziałać parciu wiatru (Zdj.9.5).

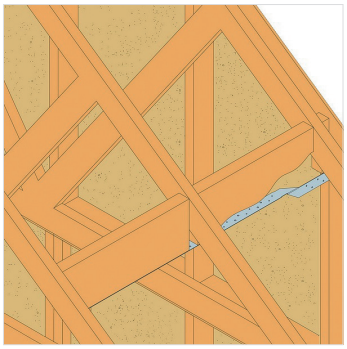
Co więcej, uzupełniona o elementy żelbetowe ściana szczytowa może stanowić podparcie i swego rodzaju stężenie dla więźby dachowej. Wszelkie siły działające wzdłuż połaci mogą być przeniesione poprzez ścianę szczytową.

Mając do czynienia ze szkieletową ścianą szczytową, sytuacja się praktycznie różni. Ściana ta jest w stanie ustać samodzielnie, nie mówiąc już o przyjęciu poziomych obciążeń z więźby. W tym przypadku należy ścianę szczytową oprzeć o poprawnie stężoną więźbę dachową. Z tego powodu zastosowanie systemu stężenia wiatrowego jest bardzo istotne w przypadku dachów domów szkieletowych. Zainteresowanych szczegółami odsyłamy do rozdziału „Stężenie więźby w budynku szkieletowym".

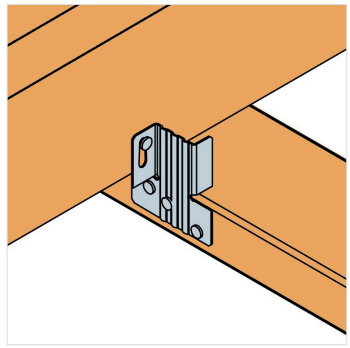
Zdj.9.5 Murowane ściany wzmacniane trzpieniami żelbetowymi

Poza zapewnieniem podłużnej sztywności więźby przez poprawne jej stężenie, należy jeszcze w odpowiedni sposób połączyć więźbę z drewnianą ścianą szczytową. Można to połączenie wykonać stosując złącza ciesielskie, które będą zabezpieczały ścianę szczytową przed parciem i ssaniem wiatru. Złącza rozmieszcza się po górnym obrysie ściany, łącząc oczep z elementami więźby. Przykład takiego rozwiązania przedstawiono na (Zdj.9.6). Często w miejscu połączenia montuje się podłużnice lub przewiązki miedzy krokwiami.

Omawiając połączenie ściany szczytowej z więźbą warto jeszcze zwrócić uwagę na inny detal połączenia. Chodzi o połączenie ścian działowych poddasza z konstrukcją więźby. Aby unikać pękań płyt wykończeniowych zaleca się stosowanie połączeń, które umożliwiają swobodną pracę więźby i jej pionowe ugięcie.



Zdj.9.6 Połączenie ściany szczytowej z więźbą złączami ciesielskimi



Zdj.9.7 Złącze PWR w połączeniu ściany działowej z konstrukcją więźby

Jednocześnie należy zapewnić podparcie górnej krawędzi ściany i zabezpieczyć ją przed wychyleniem z pionu. Aby spełnić te dwa warunki można zastosować złącze PWR (Zdj.9.7). Podłużny kształt otworów umożliwia swobodny pionowy przesuw przy jednoczesnym przenoszeniu obciążeń poziomowych. ■

Rozdział 10

Rozpór więźby
a budynek szkieletowy

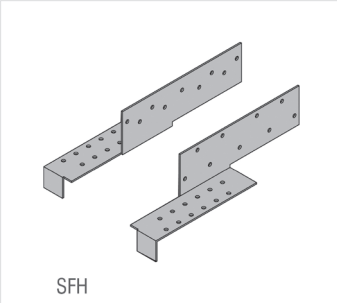
Rozpór więźby dachowej jest bardzo niebezpiecznym zjawiskiem. Zaniedbania projektowe lub wykonawcze w przeciwdziałaniu temu zjawisku mogą mieć bardzo poważne konsekwencje. Rozbiórki dachów w skutek awarii wywołanej siłami rozporu nie są niczym nadzwyczajnym. Rozpór więźby staje się jeszcze poważniejszym problemem jeśli mamy do czynienia z drewnianym budynkiem szkieletowym.

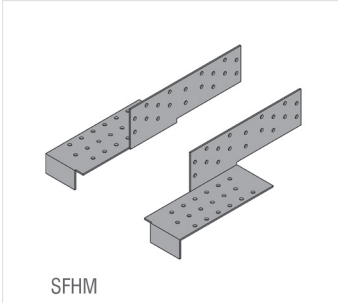
Jak łączyć krokiew z oczepem w przypadku dachów rozporowych?

Zdj.10.1 Kątownik ABR10525

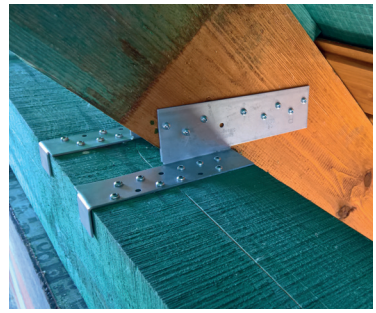
W przypadku dachów o rozporach nie przekraczających 10 kN, połączenie można wykonać wykorzystując kątowniki wzmocnione z serii ABR Strong (Zdj. 10.1).
Jest to bardzo uniwersalne połączenie i w przypadku rozporów do ok 10 kN jest bardzo dobrym rozwiązaniem. Niestety nie zawsze jest możliwość zastosowania tego złącza z uwagi na geometrię połączenia krokiew-oczep. W przypadku dachów stromych o niedużych zaciosach, może pojawić się problem z wbiciem wszystkich gwoździ w kątownik.

Dodatkowo należy pamiętać o zachowaniu normowych odległości gwoździ od krawędzi elementu drewnianego. Spełnienie tego wymogu może skutkować redukcją ilości wbijanych gwoździ. W związku z tym, takie połączenie nie uzyska pełnej nośności deklarowanej przez producenta. Rozwiązaniem wydaje się przesunięcie kątownika do zewnętrznej krawędzi czepu. Będzie to niestety skutkowało niespełnieniem minimalnych odległości gwoździ od krawędzi oczepu. Jeżeli kątowniki z uwagi na ograniczoną nośność lub specyfikę geometrii połączenia nie mogą być zastosowane, należy sięgnąć po złącza przeznaczone do przenoszenia dużych sił rozporu.





Zdj.10.2 Złącza SFH / SFHM do przenoszenia dużych sił rozporów z krokwi na murłatę



Zdj.10.3 Zastosowanie złącza SFH przenoszącego rozpór z krokwi na murłatę

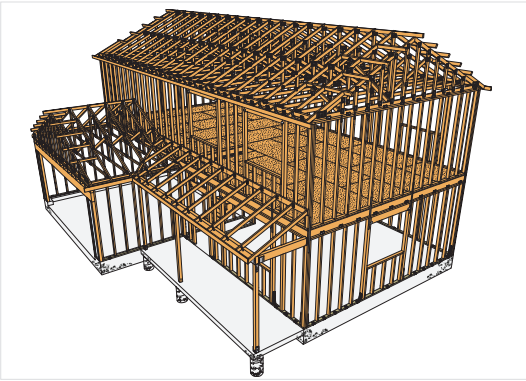
Są to złącza grupy SFH / SFHM (Zdj.10.2, 10.3), które uzyskują nośności obliczeniowe od 15 do nawet 40 kN. Nośności zależą od wariantu złącza i zastosowanych łączników. Systemowymi łącznikami są gwoździe pierścieniowe CNA4,0. Można zastosować gwoździe o różnych długościach, więc mamy możliwość dostosowania nośności całego połączenia do potrzeb konkretnej konstrukcji.

Rozpór w budynku murowanym

W przypadku budynku murowanego problem jest dość prosty do rozwiązania. Po pierwsze, należy zapewnić odpowiednią nośność połączenia krokiew-murłata, jak opisano powyżej. Następnie należy zapewnić dostateczną nośność połączenia murłaty z wieńcem żelbetowym. Wykonuje się to przy użyciu stalowych szpilek zatapianych w świeżej mieszance betonowej wieńca. Może się okazać, że będzie wymagane zagęszczenie rozstawu szpilek. Kwestie ciesielskie kończą się na tym etapie. Dodatkowo, aby uniknąć rozporu i obrócenia ścianek kolankowych, wzmacnia się je betonowymi rdzeniami.
Rdzenie betonowe mają za zadanie przejąć całość siły rozporu i działając na zasadzie wspornika, przekazać je do poziomu stropu. Możliwość wykonania rdzeni betonowych w ściance kolankowej jest prostym i bardzo skutecznym sposobem zabezpieczenia ścianki przed awarią. Z doświadczenia wiem, że częściej dochodzi do awarii połączenia krokiew-murłata lub murłata-wieniec niż do awarii samej ścianki kolankowej.

Rozpór w platformowym budynku szkieletowym

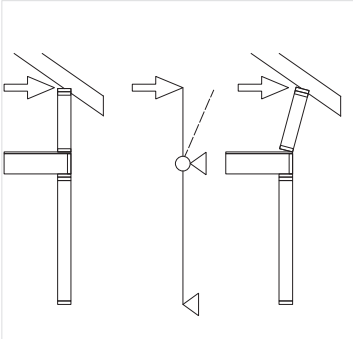
Jeżeli mamy do czynienia z konstrukcją szkieletową ścian budynku, należy dodatkowo uczulić się na zjawisko rozporu więźby. Większość budynków szkieletowych wznosi się metodą platformową. Oznacza to, że wyższe kondygnacje montuje się dopiero po wykonaniu pełnej konstrukcji stropu i ścian niższej kondygnacji, analogicznie jak wykonuje się budynki murowane (Zdj.10.4).



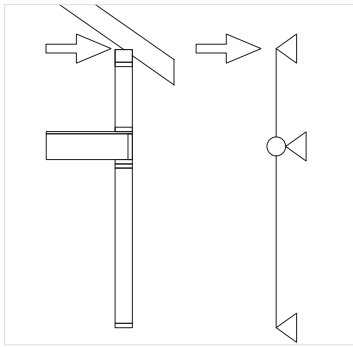
Zdj.10.4 Budynek szkieletowy o konstrukcji platformowej

Różnica polega na tym, że w budynkach murowanych jesteśmy w stanie zachować ciągłość między zbrojeniem stropu ze zbrojeniem rdzeni ścianki kolankowej. W przypadku platformowej konstrukcji szkieletu drewnianego takiej możliwości nie mamy. W efekcie ścianka kolankowa zamontowana jedynie w dolnej części do stropu jest podatna na obrócenie, w skutek działania siły poziomej – rozporu (Zdj.10.5).

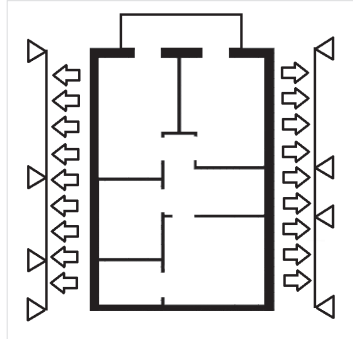
Jest bardzo trudno zrealizować efektywne połączenie pomiędzy ścianką kolankową a stropem, zabezpieczające ją przed obróceniem. Nawet jeśli na etapie projektowania konkretne rozwiązanie wydaje się odpowiednie, często jest trudne do wykonania na budowie czy w zakładzie prefabrykacji.



Zdj.10.5 Obrót ściany kolankowej w konstrukcji platformowej



Zdj.10.6 Schemat konstrukcji platformowej z oczepem usztywniającym ściankę kolankową.



Zdj.10.7 Schemat podparcia oczepu przez ścianki poddasza

Jeśli jest wykonalne, może okazać się mało efektywne w działaniu, w skutek poślizgu łączników i zniszczenia drewna w strefach docisku.
Jednym ze stosowanych rozwiązań tego problemy w konstrukcji platformowej, jest wykorzystanie oczepu ściany kolankowej jako belki usztywniającą górną jej krawędź. Pomysł ten polega na założeniu, że oczep ścianki kolankowej będzie stanowił dodatkowe podparcie dla ściany rozpieranej (Zdj.10.6).
Oczep jest wtedy traktowany jako belka zginana siłami rozporu i podparta ścianami prostopadłymi do ścianki kolankowej. Aby móc przyjąć takie założenie, należy spełnić kilka warunków. Przekrój oczepu musi być w stanie przenieść duże zginanie od sił rozporu. Może to wymagać zwiększenie przekroju zastosowanego oczepu. Dodatkowo, aby oczep mógł przyjąć siły rozporu, musi być odpowiednio podparty, aby przekazać siły na podpory. Podporami w tym przypadku dla oczepu będą ściany prostopadłe do oczepu. Przy skrajnie niekorzystnym układzie poddasza (brak ścian wewnętrznych), jedynymi ścianami które mogą stanowić podparcie dla oczepu są ściany szczytowe. Jeżeli dodatkowo budynek jest dość długi, może się okazać, że oczep nie jest wstanie przenieść sił rozporu będąc jedynie podpartym w dwóch punktach. W przypadku długich budynków, trzeba wykorzystać ściany wewnętrzne jako podpory pośrednie oczepu (Zdj.10.7).

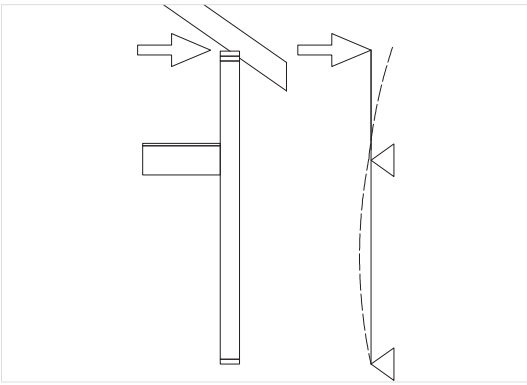
Kolejną kwestią jaką należy przeanalizować, jest kwestia przekazania sił z oczepu na ściany podpierające. Należy sprawdzić jak duża część sił rozporu przekazuje się na poszczególne ściany podpierające za pośrednictwem oczepu. Następnie trzeba zaprojektować i wykonać połączenie między oczepem i ścianą które będzie w stanie przenieść generowaną siłę. Dodatkowo należy sprawdzić sztywność ściany podpierającej, aby upewnić się, że ściana jest w stanie przenieść siłę, którą przekazuje na nią oczep. Można to sprawdzić wykonując proste obliczenia zgodnie z Eurokodem 5 pkt. 9.2.4 - Przepony ścienne.
Niestety, metoda usztywnienia z wykorzystaniem oczepu, nie może być stosowana w każdym obiekcie. Wymaga ona dość sprzyjającego układu ścianek poddasza.

Konstrukcja balonowa

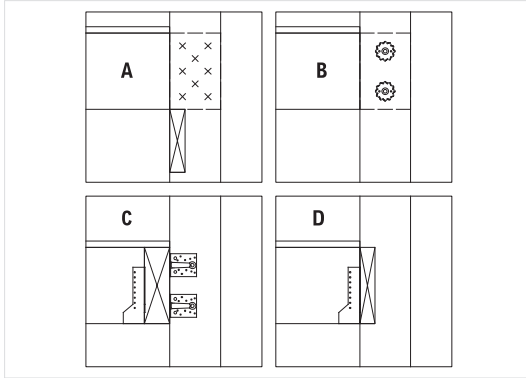
Inną metodą wznoszenia budynków szkieletowych jest konstrukcja balonowa. Idea polega na zastosowaniu ciągłych słupków ściennych, między kondygnacjami. W przypadku budynku parterowego z poddaszem użytkowych i ściankami kolankowymi, ściana zbudowana jest z ciągłych słupków - od fundamentu do oczepu ściany kolankowej (Zdj.10.8).
Rozwiązanie to jest bardziej problematyczne w budowie z wielu powodów, jednakże ma jedną podstawową zaletę – jest w stanie przenieść rozpory z więźby. Stosując konstrukcję balonową ścian, można przyjąć schemat statyczny, który będzie w stanie przenieść pewne siły rozporu (Zdj.10.9).
Należy także pamiętać, że w konstrukcji balonowej, strop pełni role ściągu. Będzie to powodowało pojawienie się siły osiowej względem stropu w połączeniu. Należy to uwzględnić przy wymiarowaniu połączenia. Podstawowym problemem jaki niesie z sobą stosowanie konstrukcji balonowej jest kwestia oparcia stropu. Kilka sposobów na zrealizowanie tego połączeni przedstawiono na (Zdj.10.10a, b, c, d).

Zdj.10.8 Budynek szkieletowy o konstrukcji balonowej

Na (Zdj.10.10a i 10.10b) przedstawiono rozwiązania z belkami stropowymi przechodzącymi przez przekrój ściany. W rozwiązaniu 10a belki stropowe opierają się na belce obwodowej. Belka ta aby nie kolidować z warstwami wykończenia wewnętrznego wcina się w słupki szkieletu. Dodatkowo belki stropowe są połączone ze słupkami. Wadą tego połączenia jest fakt wcięcia belki obwodowej w słupki ścienne. Jest to rozwiązanie pracochłonne. Osłabienie przekroju słupków jest także niekorzystne pod względem konstrukcyjnym. Maksymalne naprężenia zginające od sił rozporu pojawiają się dokładnie w miejscu osłabienia przekroju. Rozwiązanie 10b nie osłabia przekroju słupków, ale wymaga od połączenia belka-słupek większej nośności.



Zdj.10.9 Schemat ściany balonowej obciążonej siłą rozporu

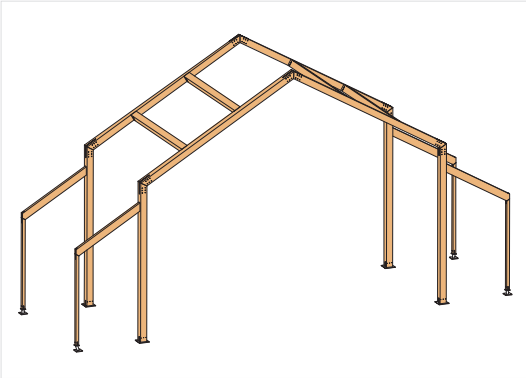


Zdj.10.10a,b,c,d. Sposoby łączenia stropu ze ścianą balonową

W przedstawionym rozwiązaniu zastosowano śruby z dwustronnymi pierścieniami Bulldog, które zwiększają nośność połączenia śrubowego. W rozwiązaniach 10c i 10d belki stropowe nie przechodzą przez przekrój ściany. Pozwala to na zachowanie ciągłości izolacji ściany. Rozwiązanie 10d ma podobne wady jak rozwiązanie 10a, opisane powyżej. Rozwiązanie 10c wykorzystuje belkę obwodową całkowicie wysuniętą poza obrys ściany, rozwiązanie to wymaga większej nośności połączeń belka stropowa - belka obwodowa i belka obwodowa - słupki. Stąd zastosowanie wieszaków belek i złączy kątowych w połączeniach.

Ramy usztywniające

Kolejnym sposobem rozwiązania kwestii rozporu, jest zastosowanie w przekroju poprzecznym budynku sztywnych ram drewnianych (Zdj.10.11) lub stalowych. Jest to rozwiązanie stosowane jako ostateczność, z uwagi na pracochłonność wykonania pełnej analizy statycznej i szczegółowej dokumentacji warsztatowej. Po stronie wykonawcy rodzi to problemy wykonawcze, czasami wymagające zastosowania ciężkiego sprzętu. To rozwiązanie nie należy też do najtańszych z punktu widzenia inwestora. Kształtując taką ramę należy zwrócić szczególną uwagę na zaprojektowanie węzłów ramy, bo to od ich nośności i sztywności zależy niezawodność całego ustroju. W najprostszej wersji węzły ramy stanowią indywidualne blachy i połączenia śrubowe. Dużą pomoc mogą stanowić pierścienie jednostronne Bulldog lub Geka, które w ogromnym stopniu zwiększają nośność i sztywność połączeń śrubowych. Alternatywnymi łącznikami dla śrub mogą być skręty SSH dostępne w średnicach 8, 10 i 12 mm.
W przypadkach gdy rama nie zostanie ukrywa we wnętrzu ścian i będzie widoczna dla użytkownika, można rozważyć zastosowanie blach węzłowych ukrywanych wewnątrz przekroju. Jest to rozwiązanie wymagające jeszcze większej pracochłonności i precyzji wykonawczej.



Zdj.10.11 Usztywniające ramy drewniane w budynku szkieletowym.

Mając do czynienia z siłami rozporu w konstrukcji szkieletowej, należy zwrócić szczególną uwagę na kwestię projektowania i wykonania połączeń między elementami na ścieżce przekazywania obciążenia. Jeżeli jest to możliwe, warto rozważyć rezygnację z więźb rozporowych i starać się projektować schematy nierozporowe. W ekstremalnych sytuacjach zastosowanie konstrukcji balonowej lub ram usztywniających może okazać się jedynym skutecznym rozwiązaniem. Decydując się na takie rozwiązania, trzeba szczegółowo przeanalizować połączenie kwestie połączeń. ■

Powiązane produkty:

Złącze SFHS

Złącze SVI

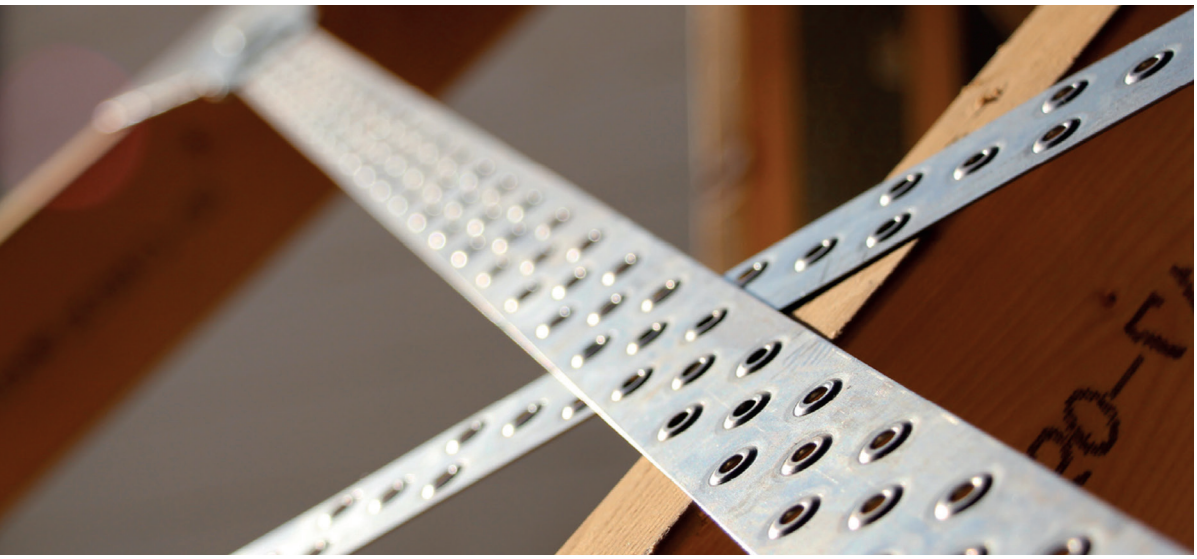
Wieszak belki BSNN

Bulldog

Rozdział 11

System stężenia wiatrowego

Stężenie więźby w budynku szkieletowym

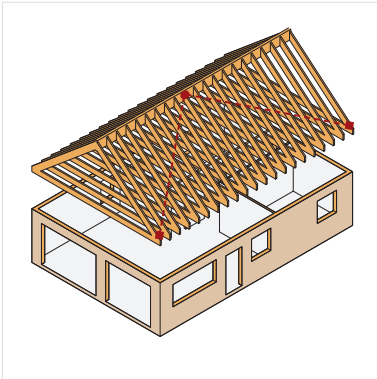


Projektując konstrukcję więźby dachowej, tradycyjnej lub prefabrykowanej (wiązarowej), poza układem płaskim, należy sprawdzić poprawną, przestrzenną pracę całego dachu. W tym calu należy zaprojektować, a potem zrealizować skuteczny system stężenia wiatrowego. W przypadku konstrukcji drewnianych z reguły stosuje się system opierający się na taśmach perforowanych i innych elementach towarzyszących. Część projektantów, podobnie jak temat połączeń, traktuje po macoszemu sprawę specyfikację stężenia więźby. Zaprojektowanie stężenia to często ostatnia rzecz, o której myślą konstruktorzy w pracy nad projektem więźby dachowej.

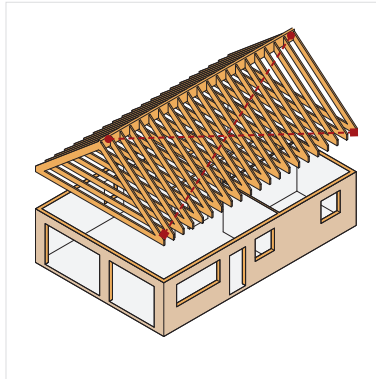
Każdy z nas widział pewnie niejeden rysunek więźby dachowej, na którym stężenie to dwie linie tworzące literę X na każdej połaci i na tym specyfikacja się kończy. Zagadnienie na pewno nie jest proste, ponieważ bardzo trudno znaleźć szczegółowe i wyczerpujące wytyczne w normach czy literaturze fachowej. W tej sytuacji nie ma się czemu dziwić, że temat jest często traktowany bardzo intuicyjnie. W przypadku budynku o konstrukcji szkieletowej, temat jest szczególnie ważny z kilku powodów. Przede wszystkim to od poprawnie stężonej bryły dachu zależy dystrybucja obciążeń na usztywniające ściany poniżej. Drugą istotną kwestią jest konieczność usztywnienia ściany szczytowej w przypadku dachu dwuspadowego.

Projekt stężenia

Pamiętajmy, że to projektant konstrukcji powinien dać nam szczegółowe wytyczne do wykonania stężenia. Każdy dach traktujmy indywidualnie. Na dobór odpowiednich elementów stężenia ma wpływ schemat statyczny więźby, nachylenie połaci, rozpiętość podpór, strefa wiatrowa, wysokość budynku, gęstość okolicznej zabudowy i wiele innych. Często to właśnie dobra specyfikacja projektanta pozwala wykonać poprawne stężenie, a brak dokładnych wytycznych skutkuje błędami. Typ schematu stężenia zależy od wielu czynników i jest dobierany przez projektanta. Dwa najpopularniejsze schematy przedstawiono na (Zdj.11.1a,b). Aby taśmy efektywnie pracowały jako stężenie ich nachylenie względem okapu powinno być zbliżone do kąta 45°.



Zdj.11.1a Przykładowy schemat stężenia więźby typ V



Zdj.11.1b Przykładowy schemat stężenia więźby typ X

W przypadku dachu składającego się z prefabrykowanych wiązarów dachowych, kwestia stężenia nabiera szczególnego znaczenia. Wynika to z faktu, że typowy wiązar w obiektach halowych ma rozpiętość kilkunastu metrów, wysokość kilku metrów, a szerokość 45-60mm. Jest to bardzo smukły element, który bardzo dobrze przenosi obciążenia pionowe i poziome w swojej płaszczyźnie, jednakże nie jest wstanie przenieść obciążeń poziomych działających prostopadle do powierzchni wiązara. To stężenie dachu ma za zadanie przenieść te obciążenia. Nośność wiązara, zakładana przez projektanta, jest osiągnięta tylko wtedy, gdy zostaną zrealizowane na budowie wszystkie elementy stężające, przewidziane na etapie projektu.

Taśma perforowana

Jest to podstawowy element systemu stężenia. Dostępne taśmy na polskim rynku to rolki o długościach 10-50 m i szerokościach 25, 40 i 60 mm (Zdj.11.2a,b,c). Działanie stalowej taśmy w tym zastosowaniu jest bardzo proste. Przez to, że jest ona zawsze montowana po przekątnej, każde wychylenie się wiązarów z pozycji pionowej oznaczałoby, że stężająca je taśma wydłużyła się. Dzięki zastosowaniu taśmy o odpowiedniej wytrzymałości, jej poprawnemu przymocowaniu do elementów więźby i dobremu naciągowi, tworzymy stężenie, które gwarantuje niezmienność geometrii dachu.

Zdj.11.2a Taśma perforowana BAN40

Zdj.11.2b Taśma perforowana BAN09

Zdj.11.2c Taśma perforowana BAN25

Oczywiście doboru odpowiedniej szerokości taśmy, a co za tym idzie nośności, dokonuje projektant.
Grubość typowej taśmy perforowanej to 2,0 mm. Jednakże warto zwrócić uwagę na, od niedawna dostępne, taśmy o grubości 0,9 mm. Mimo niewielkiej grubości jest to pełnowartościowa taśma. Wykonana jest ze stali o dużo większej wytrzymałości (S550GD) i dzięki temu nośność taśmy o grubości 0,9 mm jest równa nośności taśmy o grubości 2,0 mm ze stali S250GD. Stal z jakiej wykonana jest taśma BAN09 o grubości 0,9 mm cechuje się bardzo dużą sprężystością i dzięki temu po rozwinięciu krzywizna odcinka jest minimalna.

Zdj.11.3 Opatentowane wzmocnienie taśmy BAN09.

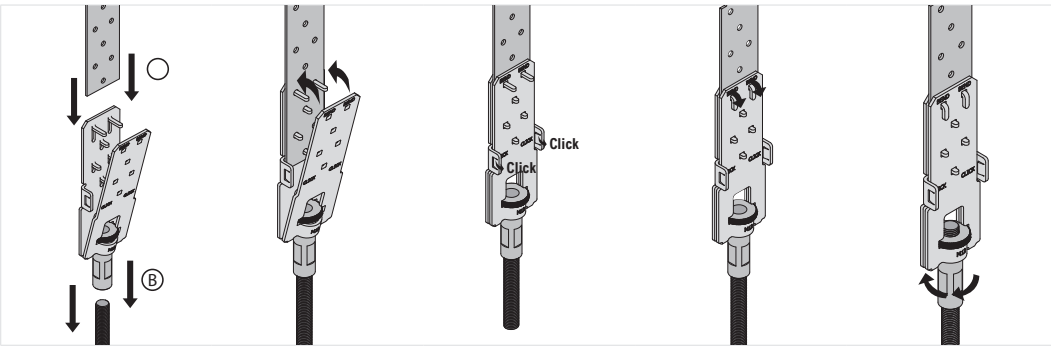
Zaletą takiej taśmy jest oczywiście mniejsza cena, ale co także ważne przeszło dwa razy mniejsza waga. Co dopiero nabiera znaczenia jeżeli uświadomimy sobie że przykładowa rolka taśmy 2,0 mm x 60 mm x 50 m waży 46,2 kg. Z pewnością każdy kilogram odjęty od wagi taśmy ułatwi nam poruszanie się po dachu. Dodatkową cechą nowej taśmy są wzmocnienia w formie przetłoczeń w miejscach otworów.
Zwiększają one nośność taśmy w kontakcie z trzpieniem gwoździa i zapobiegają owalizacji otworów pod obciążeniem (Zdj. 11.3). Jest to opatentowane rozwiązanie firmy Simpson Strong-Tie.
Taśmę o grubości 0,9 mm można przecinać ręcznymi nożycami do blachy. Jest to niezaprzeczalna korzyść, która przyśpiesza montaż i eliminuje konieczność stosowania elektronarzędzi czy gilotyn w czasie cięcia na wymagane odcinki.

Poprawne napięcie taśm stężających

Stosowanie taśmy perforowanej jest bardzo skutecznym sposobem stężania więźby. Jednak taśma stalowa spełnia swoją rolę i pracuje poprawnie jedynie pod warunkiem odpowiedniego naciągu. Brak odpowiedniego naciągu jest najpopularniejszym błędem montażowym. Jest to niestety błąd, który sprawia, że stężenie połaciowe praktycznie nie istnieje. W konsekwencji wiązary są podatne na wychylenie z pionu, a cały dach na utratę oryginalnej geometrii.

Zdj.11.4 Napinacz taśmy BPST

W celu zapewnienia taśmie odpowiedniego naciągu, stosuje się specjalne złączki napinające BPST (Zdj. 11.4)
Jest to najnowsze rozwiązanie tego typu w systemie stężenia dachowego i trzecia już generacja złączki napinającej. Złączkę łączy się z dwoma odcinkami taśmy, które chcemy naciągnąć. Działa dzięki śrubie rzymskiej, która napina taśmę, kiedy nią kręcimy. W najnowszym rozwiązaniu tego typu nie ma konieczności stosowania dodatkowych łączników do połączenia złączki z taśmą. Poprzednie wersje wymagały przykręcania złączki z taśmą śrubami M5. Było to rozwiązanie dość niewygodne, a ryzyko zgubienia niewielkich śrub mogło prowadzić do niepoprawnego montażu. Złączka napinająca BPST całkowicie eliminuje dodatkowe łączniki i znacznie upraszcza i przyśpiesza połączenie.

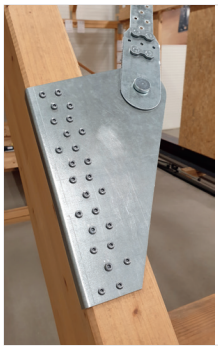


Zdj.11.5 Etapy montażu złączki BPST z taśmą stężającą

Taśmę nakłada się na wystające zęby, następnie zamyka się złączkę i blokuje przez zagięcie skrajnych, najdłuższych zębów (Zdj. 11.5). Ten produkt może być stosowany z wszystkimi dostępnymi w systemie szerokościami taśmy stężającej.

Blachy węzłowe

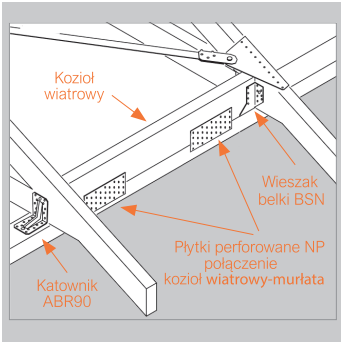
Bardzo istotnym elementem poprawnie wykonanego stężenia wiatrowego są blachy węzłowe. Złącza te mają za zadanie połączenie taśmy perforowanej z konstrukcją nośną i tym samym sprowadzenie całej siły pojawiającą się w stężeniu na podporę. Ta sprawa jest bardzo często ignorowana. Zdarza się, że zamiast zastosować przeznaczone do tego blachy węzłowe, wykonawca zwyczajnie zagina młotkiem taśmę na krokwi lub wiązarze i w tym miejscu wbija kilka gwoździ. Aby uświadomić sobie, jak dużym błędem jest takie rozwiązanie, wystarczy odpowiedzieć sobie na pytanie: „Czy takie połączenie przeniesie siłę z taśmy, której nośność może przekraczać 35kN (3,5 tony!)?" Pamiętajmy, że system stężenia jest tak silny jak jego najsłabszy element. Nie osłabiajmy całego stężenia, a co za tym idzie całej więźby, przez przypadkowe połączenia. Nawet, jeśli wykonamy bezbłędnie całe stężenie i użyjemy najlepszych materiałów, ale nie wykonamy poprawnych połączeń, cały nasz wysiłek pójdzie na marne. Zwróćmy uwagę ile otworów na gwoździe/wkręty mieści się w blachach węzłowych – to one gwarantują bezpieczne przeniesienie obciążenia na dalszą część budynki.
Połączenie pomiędzy taśmą stężającą, a blachą węzłową wykonuje się przy użyciu adapterów (Zdj. 11.6).



Zdj.11.6 Blachy węzłowe pojedyncza – (BNF) i podwójna (BNK) połączone z taśmą adapterami (BNKK).

Węzeł podporowy

Ostatnim elementem istotnym dla efektywnej pracy stężenia jest poprawnie wykonany węzeł podporowy. Jak wspomniałem wcześniej, siły przekazywane z taśm stężających na konstrukcję więźby mogą być bardzo duże. Szczególne dla wiązarów dachowych duże siły skupione działające z płaszczyzny wiązara są bardzo niebezpieczne. Mogą powodować wychylenia, miejscowe awarię lub nawet wyrwanie płytek kolczastych z węzłów wiązarów. Aby temu przeciwdziałać należy w miejscu połączenia taśmy stężającej z wiązarami stworzyć odpowiedni węzeł podporowy.



Zdj.11.7 Węzeł podporowy sprowadzający siłę ze stężenia na wieniec.

Typowy węzeł podporowy przedstawiony na (Zdj.11.7) jest bardzo prostym rozwiązaniem i warto zrozumieć jakie jest jego zadanie.
Siła z taśmy przekazywana jest na blachę węzłową i dalej na skrajny wiązar dachu. Belka miedzy ostatnim i przedostatnim wiązarem blokuje przesunięcie skrajnego wiązara. Ten element jest nazywany kozłem wiatrowym. Aby siłę z tej belki sprowadzić na oczep i ścianę, należy ją połączyć płytkami perforowanymi (zewnętrzna krawędź belki i murłaty są zlicowane) i/lub kątownikami od wnętrza.
Należy się upewnić, że z oczepu siła będzie przekazana poniżej, na słupki ściany i dalej na fundament. Jest to bardzo ważne, aby nie duże skupiony siły ze stężenia nie prowadziły do fragmentacji budynku lub jego części.
Stężenie więźby dachowej, a wiązarów w szczególności, powinno być szczegółowo wyspecyfikowane przez projektanta konstrukcji w oparciu o schematy statyczne i pojawiające się obciążenia. Na wykonawcy ciąży nie mniejsza odpowiedzialność, bo błędy wykonawcze mogą skutkować poważnymi konsekwencjami dla całej konstrukcji. ■

Proponowane produkty:

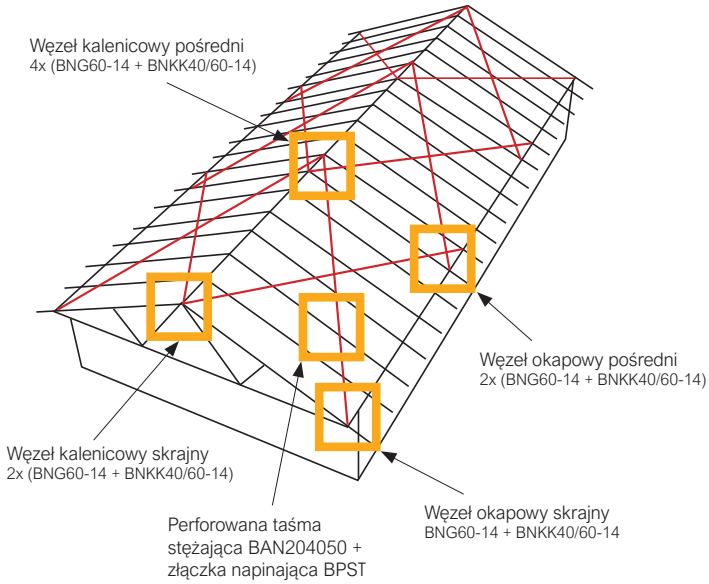
Napinacz BPST

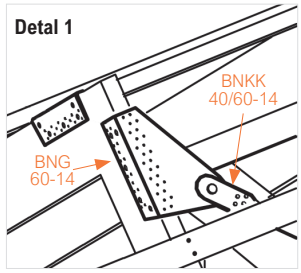
Blacha węzłowa BNG

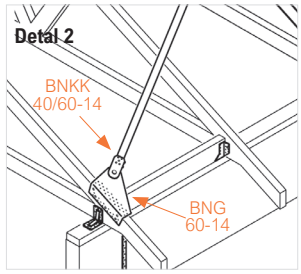
Blacha węzłowa BNK

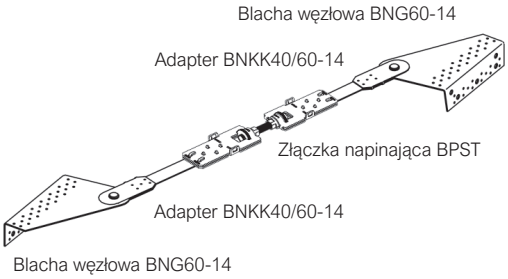
Adapter BNK

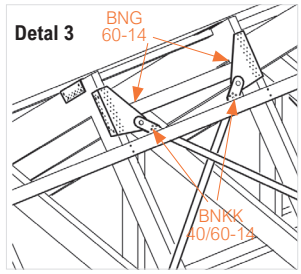
Przykład zastosowania systemu stężenia wiatrowego na dachu dwuspadowym











Przykład analizy sztywności przestrzennej konstrukcji szkieletowej

I. Założenia 55
1. Definicje elementów i stref ścian usztywniających ... 55
2. Geometria i założenia ogólne budynku ... 56
3. Oddziaływania zewnętrzne ... 57
Wiatr ... 57
Śnieg ... 58
II. Analiza sztywności przestrzennej piętra 59
1. Siła wypadkowa oddziaływania wiatru na strop kondygnacji górnej ... 59
2. Rozdział obciążeń na ściany usztywniające kondygnacji górnej ... 60
3. Nośności poziome ścian usztywniających piętra (podejście nr 1) ... 61
4. Weryfikacja nośności poziomych ścian usztywniających piętra (iteracja 1) ... 63
5. Nośności poziome ścian usztywniających piętra (iteracja 2) ... 64
6. Weryfikacja nośności poziomych ścian usztywniających piętra (iteracja 2) ... 64
Podsumowanie wyników weryfikacji nośności ścian usztywniających piętra ... 65
Obciążenia poziome przypadające na poszczególne tarcze ścian piętra ... 66
7. Reakcje pionowe podrywające ścian piętra ... 66
Obciążenia ... 66
Momenty destabilizujące tarcze oddziaływaniami poziomymi ... 67
Momenty stabilizujące tarcze oddziaływaniami pionowymi ... 70
Wyznaczenie reakcji pionowej podrywającej ... 71
8. Złącza kotwiące ścian piętra ... 72
Złącze 1HD/2 ... 72
Złącze 2HD/2 ... 73
9. Połączenie na ścinanie na styku ścian piętra i stropu międzykondygnacyjnego ... 75
Obciążenia ... 75
Dobór rozwiązania połączenia – połączenie 1SC/2 ... 76
10. Nośność tarczowa stropodachu ... 76
11. Połączenie płyt poszycia stropodachu ... 78
12. Połączenie 1SC/3 stropodachu ze ścianami piętra ... 78
Obciążenia ... 78
Dobór i weryfikacja nośności elementów połączenia 1SC/3 ... 79
Geometria połączenia ... 80
13. Połączenie 1TC/2 słupków z pasami ścian piętra ... 81
Obciążenia ... 81
Dobór i weryfikacja nośności elementów połączenia 1TC/2 ... 81
Geometria ... 82
III. Analiza sztywności przestrzennej parteru 83
1. Wyznaczenie siły wypadkowej oddziaływania wiatru na strop między kondygnacyjny ... 83
2. Nośności poziome ścian usztywniających parteru (iteracja 1) ... 84
3. Rozdział obciążeń na ściany parteru (iteracja 1) ... 85

Zastępcza sztywność ścian parteru (iteracja 1) 86
Dane geometryczne układu (iteracja 1) 86
Obciążenia układu ścian usztywniających parteru (iteracja 1) 88
Efekty skręcania (iteracja 1) 89
Rozdział sztywnościowy (iteracja 1) 90
Rozdział wynikowy (iteracja 1) 91
Wartości maksymalne obciążeń tarcz (iteracja 1) 93
4. Weryfikacja nośności tarcz ściennych parteru (iteracja 1) 93
Zestawienie wyników 93
Weryfikacja wstępna nośności poziomych ścian usztywniających parteru (iteracja 1) 94
Wnioski do iteracji 2 94
5. Nośności poziome ścian usztywniających parteru (iteracja 2) 95
6. Rozdział obciążeń na ściany parteru (iteracja 2) 96
Zastępcza sztywność ścian parteru (iteracja 2) 96
Rozdział obciążeń na ściany parteru metodą sztywnościowo-geometryczną (iteracja 2) 97
Wartości maksymalne obciążeń tarcz 101
7. Weryfikacja nośności tarcz ściennych parteru (iteracja 2) 102
Zestawienie, weryfikacja i podsumowanie wyników 102
8. Reakcje tarcz ściennych parteru 103
Obciążenia 103
Momenty destabilizujące i stabilizujące 107
Siły pionowe podrywające 111
Siły poziome tnące 112
9. Nośności poszczególnych złącz kotwiących ścian parteru 114
Nośność złącza kotwiącego 1HD/1 114
Nośność złącza kotwiącego 2HD/1 115
Nośność złącza kotwiącego 3HD/1 116
Nośność złącza kotwiącego 4HD/1 117
10. Dobór złącz kotwiących dla poszczególnych ścian parteru 119
11. Nośności poszczególnych złącz na przesuw dla ścian parteru 121
Nośność złącza na przesuw typ 1SC/1 121
Nośność złącza na przesuw typ 2SC/1 122
12. Dobór złącz na przesuw dla poszczególnych ścian parteru 123
Ściana Sc1/1 123
Ściana Sc4/1 124
Ściany Sc2/1, Sc3/1, Sc5/1 125
13. Połączenie 3SC/1 ściany parteru ze stropem między kondygnacyjnym 126
IV. Podsumowanie wyników analizy sztywności przestrzennej 127
1. Kondygnacja piętra 127
2. Kondygnacja parteru 128

Wprowadzenie

Niniejszy przykład obliczeniowy prezentuje metody analizy możliwe do wykorzystania przy weryfikacji sztywności przestrzennej budynków szkieletowych. Sztywnością przestrzenną nazywa się zdolność budynku do przeciwstawiania się oddziaływaniom poziomym. Przy projektowaniu konstrukcji budynków szkieletowych, weryfikację sztywności przestrzennej należy traktować obligatoryjnie. Wynika to z faktu dużego ryzyka awarii lub zniszczenia konstrukcji, w przypadku braku zapewnienia odpowiedniej stateczności układu konstrukcyjnego.
W przykładzie przeprowadzono analizę na stosunkowo prostym układzie konstrukcyjnym dwukondygnacyjnego budynku szkieletowego z płaskim dachem, dla którego zweryfikowano stany graniczne elementów konstrukcyjnych, biorąc pod uwagę efekty obciążeń poziomych. Obciążenia pionowe uwzględniono jedynie w sytuacjach, gdzie ich występowanie miało wpływ na efekty oddziaływań poziomych. Nie zweryfikowano również stanów granicznych nośności elementów ściskanych, dla których siły ściskające są wynikiem obciążeń poziomych, takich jak m.in. docisk słupka ściany szkieletowej do pasa dolnego ściany.
Opracowanie podzielono na 4 rozdziały.

W rozdziale 1 przedstawiono główne założenia
Wyjaśniono jakimi terminami posłużono się w opracowaniu przy określaniu stref ścian usztywniających. Przedstawiono geometrię budynku oraz wartości obciążeń środowiskowych.

W rozdziale 2 przeprowadzono analizę sztywności przestrzennej na poziomie kondygnacji piętra.
Określono wartość siły wypadkowej od oddziaływania wiatru jaka przypada na elementy konstrukcyjne na poziomie piętra. Dokonano rozdziału obciążeń na poszczególne ściany usztywniające, gdzie ze względu na symetryczność układu ścian piętra i oparcie stropodachu jedynie na 2 ścianach (zewnętrznych) na każdym z kierunków, posłużono się metodą analogi belkowej. Następnie określono nośności ścian szkieletowych piętra, posługując się metodą A zawartą w Eurokodzie 5, które skonfrontowano z wcześniej wyznaczonymi siłami obciążającymi. Procedurę wyznaczania nośności i jej weryfikację przeprowadzono dwukrotnie z uwagi na brak zachowania stanu granicznego dla przyjętych założeń w pierwszym kroku. Po ustaleniu formy ścian usztywniających, wyznaczono dla nich wartości reakcji pionowych oraz dokonano doboru złącz kotwiących, pozwalających na bezpieczny transfer sił na konstrukcję położoną poniżej. W ten sposób zabezpieczono ściany przed wystąpieniem modelu zniszczenia w postaci obrotu tarcz. W kolejnym kroku określono sposób połączenia ściany z konstrukcją położoną poniżej, pozwalający na bezpieczny transfer reakcji poziomych, tj. sił ścinających na styku ściany ze stropem między kondygnacyjnym. Kolejnym krokiem w analizie sztywności przestrzennej piętra było zweryfikowanie stanów granicznych nośności tarczy stropodachu, dla której wyznaczono wartości sił wewnętrznych metodą analogi belkowej. Zweryfikowano nośność na ściskanie i rozciąganie pasów stropodachu (belek krawędziowych lub skrajnych belek stropodachu) oraz nośność połączenia pomiędzy płytami poszycia z belkami. Następnie określono obciążenia przypadające na styku belek stropodachu oraz ścian piętra, dla których ustalono sposób wzajemnego połączenia (1SC/3). Tą samą procedurę przeprowadzono dla połączenia pasów ściany piętra ze słupkami (1TC/2).

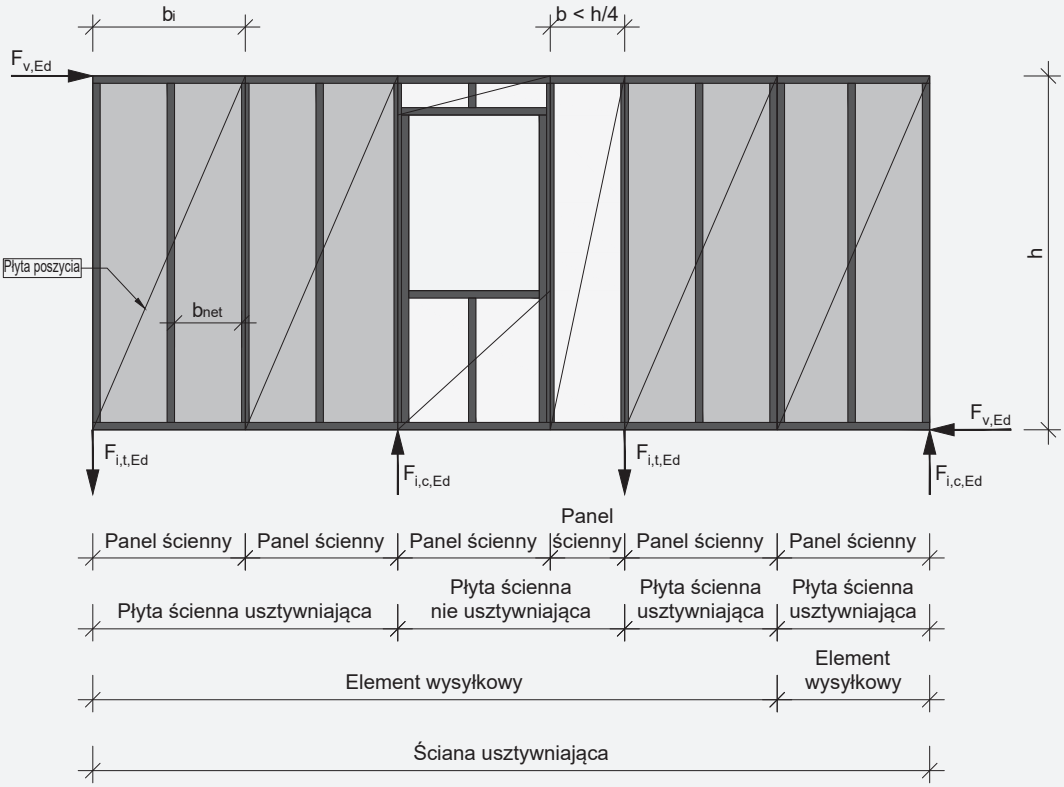
W rozdziale 3 przeprowadzono analizę sztywności przestrzennej na poziomie kondygnacji parteru.
Wyznaczono siłę wypadkową oddziaływania wiatru przypadającą na strop między kondygnacyjny, dystrybuujący obciążenia na poszczególne ściany parteru. Następnie ustalono nośności ścian usztywniających, dokonano rozdziału obciążeń, wykorzystując metodę geometryczno-sztywnościową oraz zweryfikowano nośności tarcz ściennych. Weryfikację przeprowadzono w 2 iteracjach, z uwagi na brak spełnienia warunków w 1 iteracji. Kolejnym krokiem było ustalenie obciążeń dla złącz kotwiących oraz ich dobór. Analogicznie postąpiono z siłami ścinającymi pomiędzy ścianami usztywniającymi a fundamentem. Ponad to doboru dokonano również dla połączenia stropu międzykondygnacyjnego ze ścianami parteru.

W ostatnim rozdziale 4 dokonano podsumowania wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych weryfikujących efekty oddziaływań poziomych, tj. analizy sztywności przestrzennej.

I. Założenia

1. Definicje elementów i stref ścian usztywniających

Na potrzeby właściwego zrozumienia wyjaśnianych w treści zagadnień, na wstępie, na rysunku 1 przedstawiono terminy wykorzystywane w treści opracowania.



Rysunek 1. Definicja stref ściany usztywniającej

Płyta poszycia – płyta okładzinowa, najczęściej z materiału drewnopochodnego, bądź kompozytu o spoiwie gipsowym lub cementowym, mocowana do ramy ścian usztywniającej;

Panel ścienny – fragment ściany szerokości pojedynczej płyty poszycia składającej się z ramy ściany (szkieletu) oraz pojedynczej płyty poszycia, z ewentualnie dwiema płytami w przypadku poszycia obustronnego;

Płyta ścienna – fragment ściany obejmującej strefę zawierającą panele ścienne traktowane jednakowo w ujęciu statycznym. Wyszczególnia się płyty ścienne usztywniające oraz płyty ścienne nieusztywniające. Podział ściany na odrębne płyty może również wynikać z fizycznego podziału ściany na długości;

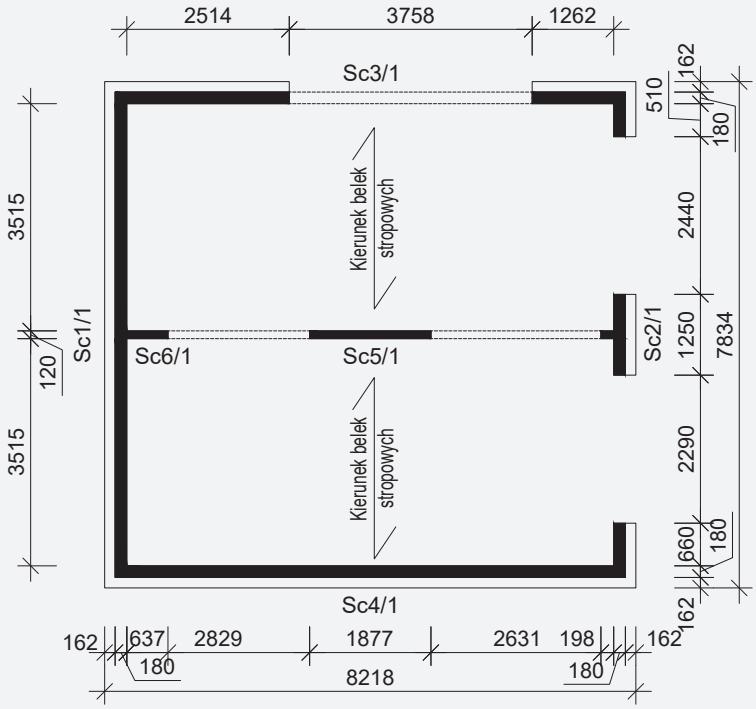
Płyta ścienna usztywniająca, inaczej tarcza ścienna lub przepona ścienna – fragment ściany, obejmujący jeden lub więcej paneli ściennych, w pośród których każdy kolejny jest uwzględniany w przenoszeniu obciążeń poziomych w płaszczyźnie ściany;

Płyta ścienna nieusztywniająca – fragment ściany, w obrębie którego panele ścienne nie są uwzględniane w przenoszeniu obciążeń poziomych w płaszczyźnie ściany;

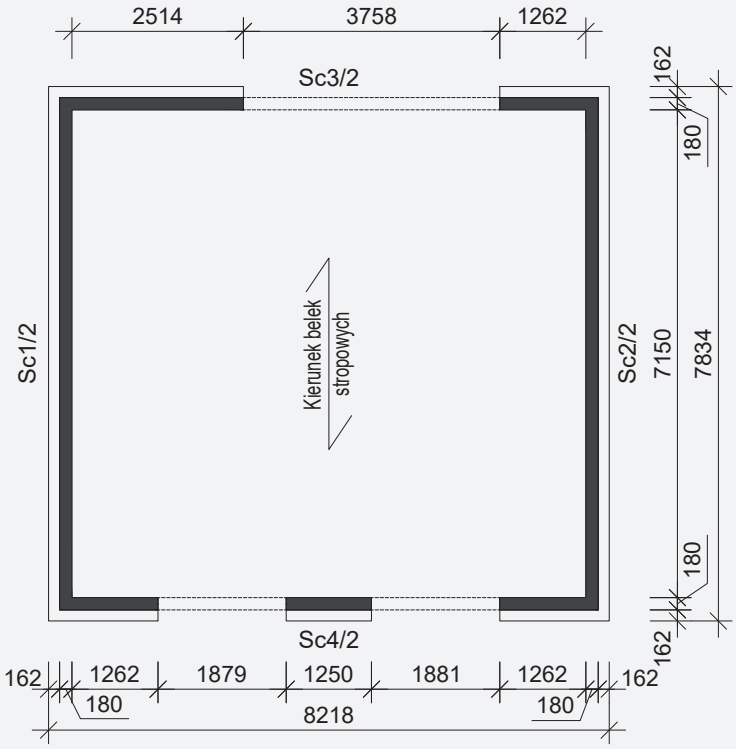
Ściana usztywniająca – przegroda pionowa zawierająca jedną lub więcej płyt ściennych usztywniających;

2. Założenia ogólne i geometria budynku

Geometrię budynku stanowi prosta, prostopadłościenna bryła. Budynek posiada dwie pełne kondygnacje nadziemne i płaski dach. Ściany przewidziano w układzie platformowym. Wysokość konstrukcji ścian parteru i piętra to 2,9 m. Wysokość (grubość) konstrukcji stropu międzykondygnacyjnego to 242 mm, na co składa się 220 mm - wysokość belek stropowych oraz 22 mm – grubość płyty poszycia górnego. Szkielet ścian stanowią belki z drewna litego klasy C24 o przekroju 60x180 mm dla ścian zewnętrznych, oraz 60x120 mm dla ścian wewnętrznych. Konstrukcję stropodachu stanowią belki dwuteowe wysokości 500 mm i szerokości 90 mm z pasami z LVL. Ściany wewnętrzne poszyte są obustronnie płytą OSB/3. Ściany zewnętrzne posiadają poszycie z płyt OSB/3 po stronie wewnętrznej oraz niektóre również od strony zewnętrznej. Rzuty kondygnacji parteru oraz piętra przedstawiono na rysunku 2 oraz 3 poniżej.



Rysunek 2. Rzut parteru - architektura



Rysunek 3. Rzut piętra - architektura

3. Oddziaływania zewnętrzne

Wiatr

Budynek zlokalizowany w 2 strefie obciążenia wiatrem, na terenie kategorii I.
Z uwagi na prostokątny obrys budynku (8,2 x 7,8 m), istnieją niewielkie, kilkuprocentowe różnice w ciśnieniach oraz zasięgach stref oddziaływań na obu kierunkach, które zostały pominięte i dla obu kierunków założono ten sam, mniej korzystny z obu, schemat obciążeń (jak dla kierunku X). Schemat stref oddziaływania wiatru na powierzchnie zewnętrzne budynku przedstawiono na rysunku 4.

Ciśnienia oddziaływania wiatru na powierzchnie zewnętrzne budynku wynoszą:
$w_{A,k}$ = -1,5 kN/m^2
$L_{w,A}$ = 1,6 m

$w_{B,k}$ = -1,0 kN/m^2
$L_{w,B}$ = 6,6 m

$w_{D,k}$ = 1,0 kN/m^2

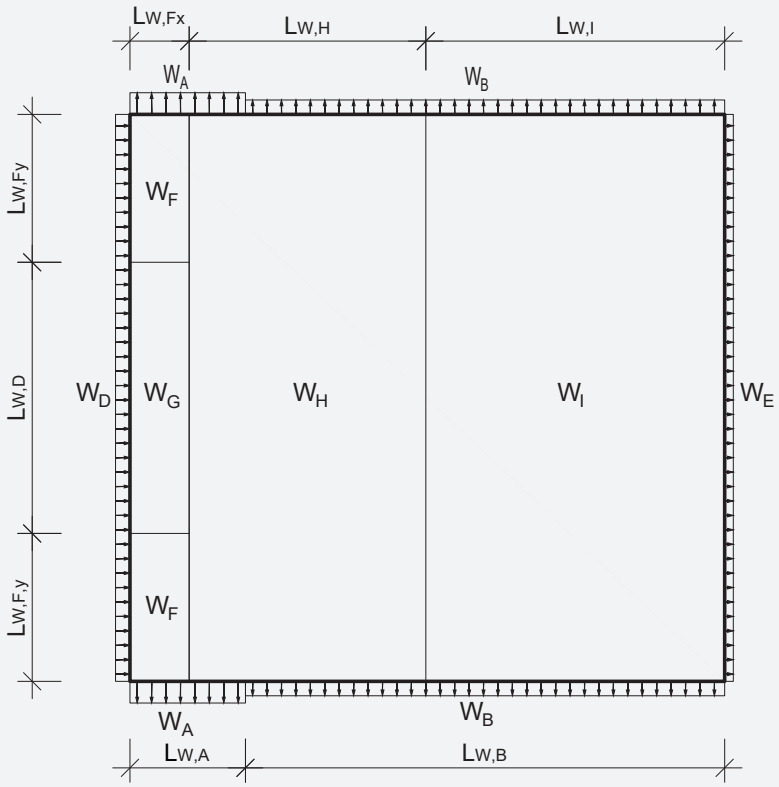
$w_{E,k}$ = -0,6 kN/m^2

$w_{F,k}$ = -2,1 kN/m^2
$L_{w,Fx}$ = 0,82 m
$L_{w,Fy}$ = 2,05 m

$w_{G,k}$ = -1,4 kN/m^2
$L_{w,Gx}$ = 0,82 m
$L_{w,Gy}$ = 3,8 m

$w_{H,k}$ = -0,81 kN/m^2
$L_{w,H}$ = 3,28 m

$w_{I^+,k}$ = -0,23 kN/m^2
$w_{I^+,k}$ = +0,23 kN/m^2
$L_{w,Ix}$ = 3,7 m



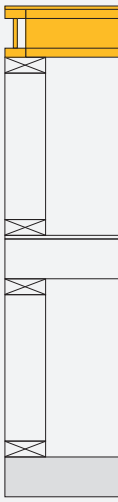
Rysunek. 4. Schemat obciążenia wiatrem

gdzie:
D – ściana nawietrzna
E – ściana zawietrzna
A, B – strefy ścian równoległych do oddziaływania wiatru

Śnieg

Obciążenie dachu śniegiem s_k = 1,152 kN/m^2

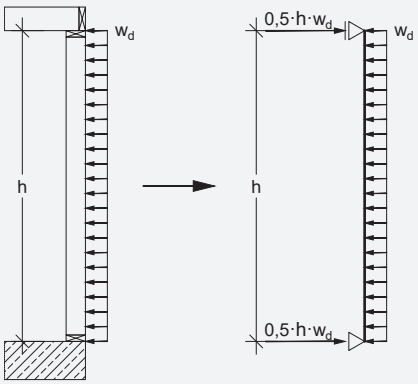
II. Analiza sztywności przestrzennej piętra



1. Siła wypadkowa oddziaływania wiatru na strop kondygnacji górnej

Wartość siły wypadkowej oddziaływania wiatru na strop kondygnacji górnej (stropodach) wynika z powierzchni spływu ciśnień oddziaływania wiatru na ściany, przekazujących obciążenia na strop za pośrednictwem słupków ram ściennych. Analizę wykonuje się niezależnie dla dwóch kierunków X oraz Y.

Obciążenie z wysokości pojedynczej kondygnacji przekazuje się po połowie na kondygnację powyżej oraz poniżej – patrz rysunek 5 poniżej.



Rysunek. 5. Reakcje obciążenia ze słupka ściany zewnętrznej na konstrukcje poniżej oraz powyżej

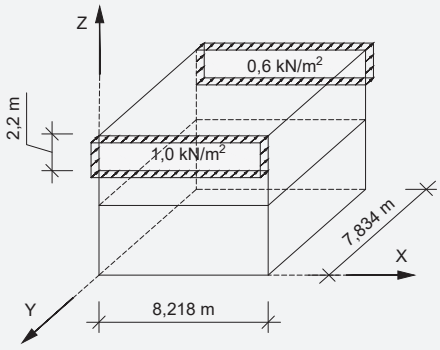
<u>Kierunek Y</u>

Charakterystyczna siła wypadkowa:

$F_{w.y.ST2.k}$ = 8,218 m x 2,2 m x (1,0 kN/m^2 + 0,6 kN/m^2) = 18,08 m^2 x 1,6 kN/m^2 = 29,0 kN

Obliczeniowa siła wypadkowa:

$F_{w.y.ST2.d}$ = 29,0 kN x 1,5 = 43,5 kN



Rysunek 6. Powierzchnia spływu obciążeń poziomych na stropodach na kierunku Y

Szerokość spływu obciążeń 8,212 m stanowi szerokość budynku wraz z warstwami wykończeniowymi (patrz rysunek 6).
Wysokość spływu obciążeń na strop górny (stropodach) 2,20 m wynika z sumy kolejno:

1) połowy wysokości słupka górnej kondygnacji,
2) wysokości pasa górnego ściany piętra
3) wysokości belek stropodachu,
4) grubości płyty poszycia stropodachu,
5) grubości warstw wykończeniowych.

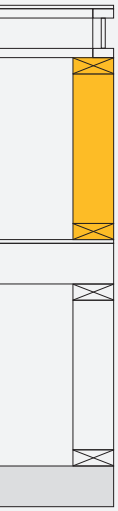
tj.: 2,78 m / 2 + 0,06 m + 0,50 m + 0,022 m + 0,20 m = 2,172 m ≈ 2,2 m

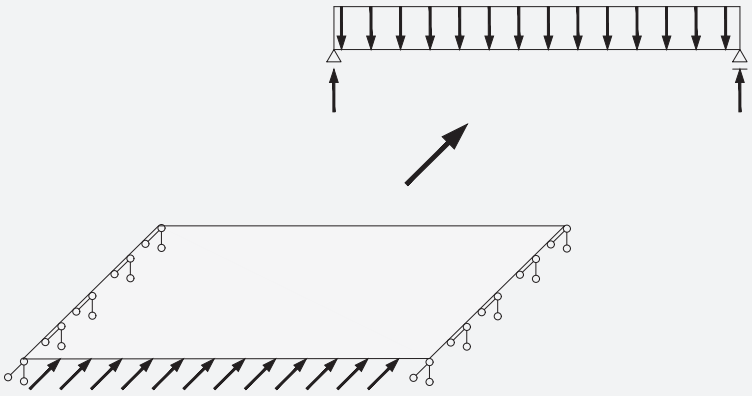
Kierunek X
Charakterystyczna siła wypadkowa:
$F_{w.x.ST2.k}$ = 7,834 m x 2,20 m x (1,0 kN/m^2 + 0,6 kN/m^2) = 17,23 m^2 x 1,6 kN/m^2 = 27,6 kN

Obliczeniowa siła wypadkowa:
$F_{w.x.ST2.d}$ = 27,6 kN x 1,5 = 41,4 kN

2. Rozdział obciążeń na ściany usztywniające kondygnacji górnej

Analizując rozdział obciążeń poziomych, z uwagi na występowanie dwóch ścian podpierających, strop można traktować myślowo jako belka swobodnie oparta na dwóch podporach – ścianach (patrz rysunek 7 poniżej). Reakcja z takiej belki, przy równomiernym rozkładzie obciążeń, będzie jednakowa dla każdej z podpór.





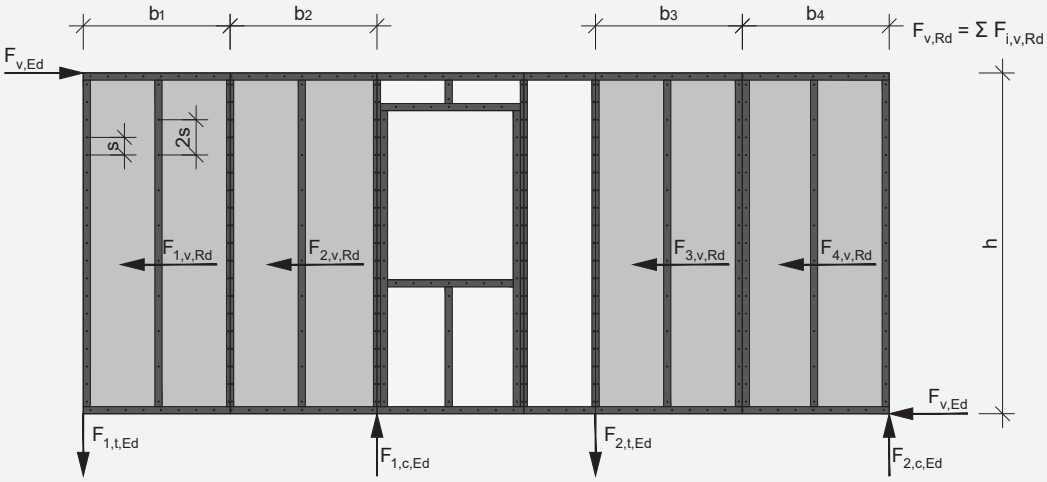
Rysunek 7. Schemat ideowy rozdziału obciążeń analogią belkową

Kierunek Y
$F_{w.y.Sc1/2.d}$ = $F_{w.y.ST2.d}$ / 2 = 43,5 kN / 2 = 21,8 kN
$F_{w.y.Sc2/2.d}$ = $F_{w.y.ST2.d}$ / 2 = 43,5 kN / 2 = 21,8 kN

Kierunek X
$F_{w.x.Sc3/2.d}$ = $F_{w.x.ST2.d}$ / 2 = 41,4 kN / 2 = 20,7 kN
$F_{w.x.Sc4/2.d}$ = $F_{w.x.ST2.d}$ / 2 = 41,4 kN / 2 = 20,7 kN

3. Nośności poziome ścian usztywniających piętra (podejście nr 1)

W przykładzie obliczeniowym wykorzystano zalecaną przez Eurokod 5 metodę A wyznaczania nośności przepon ściennych. Założono wstępnie rozstaw łączników co 150 mm / 300 mm, gdzie 150 mm jest rozstawem łączników w ściegu zewnętrznym (obwodowym) natomiast 300 mm w ściegu wewnętrznym, tj. na słupku pośrednim.



Rysunek 8. Przykład ściany usztywniającej opisujący założenia do wyznaczania i weryfikacji nośności tarcz ściennych zgodnie z metodą A normy PN-EN 1995-1-1

Nośność obliczeniowa tarczy ściennej, zgodnie ze wzorem (9.20) PN-EN 1995-1-1 wynosi:

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd}$$

gdzie:

$F_{i,v,Rd}$ – nośność obliczeniowa pojedynczego i-tego panelu ściennego (patrz rysunek 8).

Nośność obliczeniowa pojedynczego panelu ściennego szerokości 1,25 m wynosi zgodnie ze wzorem (9.21) PN-EN 1995-1-1

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{(1{,}2 \cdot 0{,}537kN) \cdot 1{,}25m \cdot 0{,}86}{0{,}15m} = 4{,}63\ kN$$

gdzie:

$F_{f,Rd}$ = 0,537 kN – nośność obliczeniowa na ścinanie pojedynczego łącznika, łączącego płytę poszycia z ramą szkieletu wyznaczona w programie Solid Wood dla gwoździa CLNG2.8x48, zwiększono zgodnie z 9.2.4.2.(5) przy zastosowaniu mnożnika 1,2;

b_i = 1,25 m – szerokość płyty ściennej;

s = 150 mm – rozstaw łączników po obwodzie płyt poszycia;

c_i = 1,25 m / 1,45 m = 0,86, ponieważ b_i = 1,25 m < b_0 = h/2 = 2,90 m / 2 = 1,45 m, zgodnie z (9.22) PN-EN 1995-1-1

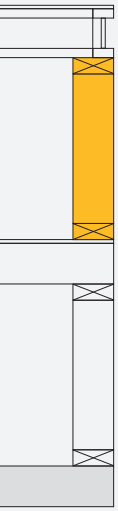
Przy wyznaczaniu nośności panelu ściennego możliwym jest zastosowanie współczynnika zwiększającego nośność obliczeniową połączenia pomiędzy poszyciem a ramą drewnianą. Współczynnik ten wartości 1,2 umożliwia wzięcie pod uwagę średniej wartości nośności połączenia na styku poszycia z ramą. Jest to argumentowane obciążeniem znacznej liczby łączników obciążonych równomiernie w szeregu (co wynika z przyjętego modelu zniszczenia wykorzystywanego w tej metodzie), dla których prawdopodobieństwo jednoczesnego zniszczenia przy osiągnięciu jedynie nośności charakterystycznej jest niezgodne z założeniami podstaw projektowania konstrukcji.

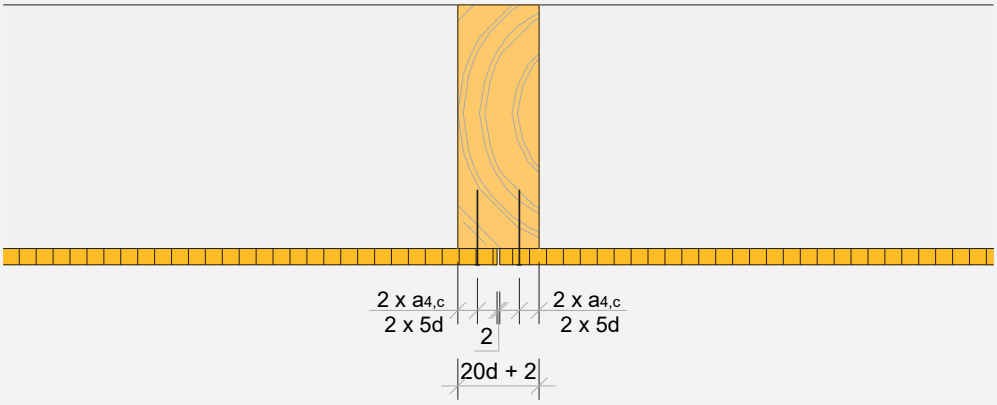
Odległości od krawędzi dla łączników muszą spełniać wymogi Eurokodu 5 i powinny być określone przy założeniu działania sił wzdłuż kierunku włókien w elementach drewnianych ramy, tzn. krawędzie traktowane są jako nieobciążone (zgodnie z zapisem 9.2.4.2.(5) EC5).

Wymagana szerokość słupków ścian na styku dwóch płyt poszycia przy wykorzystaniu pyt drewnopochodnych OSB oraz gwoździ o średnicy 2,8 mm wynosi (patrz rysunek 9 poniżej):

20d + 2 = 20 x 2,8 mm + 2 mm = 56 mm + 2 mm = 58 mm;

co jest mniejsze niż przyjęta szerokość słupków 60 mm.
Wymiar 2 mm stanowi szczelina dylatacyjna jaką zastosowano pomiędzy poszczególnymi płytami płyt poszycia.
Należy mieć na uwadze fakt, że minimalne odległości dla łączników mogą się różnić w przypadku zastosowania innych typów płyt.





Rysunek 9. Minimalne odległości rozmieszczenia gwoździ zgodnie z PN-EN 1995-1-1

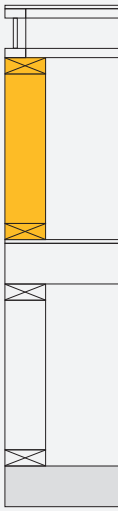
Współczynnik c_i został wprowadzony w celu uniknięcia nadmiernych odkształceń tarcz ściennych dla stanu granicznego użytkowalności.
Zgodnie z powyższą procedurą zostały wyznaczone nośności paneli i tarcz dla wszystkich ścian usztywniających piętra, które zestawiono w poniższych tabelach 1-4. Przy weryfikacji nośności tarczowej ścian często zachodzi potrzeba iteracyjnego podejścia do zagadnienia, tak jak, m.in. w poniższym przypadku, z czego wynikają opisy wyników z podanym numerem iteracji.

Tablica 1. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc1/2 (kierunek Y) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.1/2}$	1	1,25	150	1	4,63
	2	1,25	150	1	4,63
	3	1,25	150	1	4,63
	4	1,25	150	1	4,63
	5	1,25	150	1	4,63
	6	1,25	150	1	4,63
	Σ	7,5			27,78

Tablica 2. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc2/2 (kierunek Y) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.2/2}$	1	1,25	150	1	4,63
	2	1,25	150	1	4,63
	3	1,25	150	1	4,63
	4	1,25	150	1	4,63
	5	1,25	150	1	4,63
	6	1,25	150	1	4,63
	Σ	7,5			27,78



Tablica 3. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc3/2 (kierunek X) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.3/2}$	1	1,25	150	1	4,63
	2	1,25	150	1	4,63
$S_{u2.3/2}$	1	1,25	150	1	4,63
	Σ	3,75			13,89

Tablica 4. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc4/2 (kierunek X) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.4/2}$	1	1,25	150	1	4,63
$S_{u2.4/2}$	1	1,25	150	1	4,63
$S_{u3.4/2}$	1	1,25	150	1	4,63
	Σ	2,786			13,89

4. Weryfikacja nośności poziomych ścian usztywniających piętra (iteracja 1)

Dokonano weryfikacji zachowania stanu granicznego nośności tarcz ściennych górnej kondygnacji poddanych oddziaływaniom poziomym w płaszczyźnie polegające na porównaniu nośności ściany na oddziaływania poziome w jej płaszczyźnie z obciążeniami.

Kierunek Y

$F_{w.y.Sc1/2.d}$ = 21,8 kN < $F_{v,Rd,Sc1/2}$ = 27,78

21,8 kN / 27,78 kN = 0,78

Stan graniczny zachowany.

$F_{w.y.Sc2/2.d}$ = 21,8 kN < $F_{v,Rd,Sc2/2}$ = 27,78
21,8 kN / 27,78 kN = 0,78
Stan graniczny zachowany.

Kierunek X
$F_{w.x.Sc3/2.d}$ = 20,7 kN > $F_{v,Rd,Sc3/2}$ = 13,89
20,7 kN / 13,89 kN = 1,49
Stan SGN nie spełniony!

$F_{w.x.Sc4/2.d}$ = 20,7 kN > $F_{v,Rd,Sc4/2}$ = 13,89
20,7 kN / 13,89 kN = 1,49
Stan SGN nie spełniony!

W związku z brakiem spełnienia warunków stanów granicznych, należy zmodyfikować założenia oraz ponownie je zweryfikować w kolejnej iteracji.

5. Nośności poziome ścian usztywniających piętra (iteracja 2)

Z uwagi na brak spełnienia nośności warunku SGN dla ścian Sc3/2 oraz Sc4/2 zastosowano zagęszczenie łączników w tych ścianach z rozstawu 150 mm / 300 mm do rozstawu 90 mm / 180 mm i ponownie zweryfikowano nośność tarcz ściennych piętra.

Nośność pojedynczego panelu ściennego szerokości 1,25 m w rozstawie łączników obwodowych 90 mm:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}537kN \cdot 1{,}25m \cdot 0{,}86}{0{,}09m} = 7{,}71\ kN$$

Zgodnie z powyższymi założeniami zostały ponownie wyznaczone nośności paneli i tarcz dla ścian usztywniających piętra Sc3/2 oraz Sc4/2, które zestawiono w tabelach 5-6.

Tablica 5. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc3/2 (kierunek X) – iteracja 2

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
Su1.3/2	1	1,25	90	1	7,71
	2	1,25	90	1	7,71
Su2.3/2	1	1,25	90	1	7,71
	Σ	3,75			23,13

Tablica 6. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc4/2 (kierunek X) – iteracja 2

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.4/2}$	1	1,25	90	1	7,71
$S_{u2.4/2}$	1	1,25	90	1	7,71
$S_{u3.4/2}$	1	1,25	90	1	7,71
	Σ	2,786			23,13

6. Weryfikacja nośności poziomych ścian usztywniających piętra (iteracja 2)

Ponownie dokonano weryfikacji nośności ścian dla zaktualizowanych założeń.

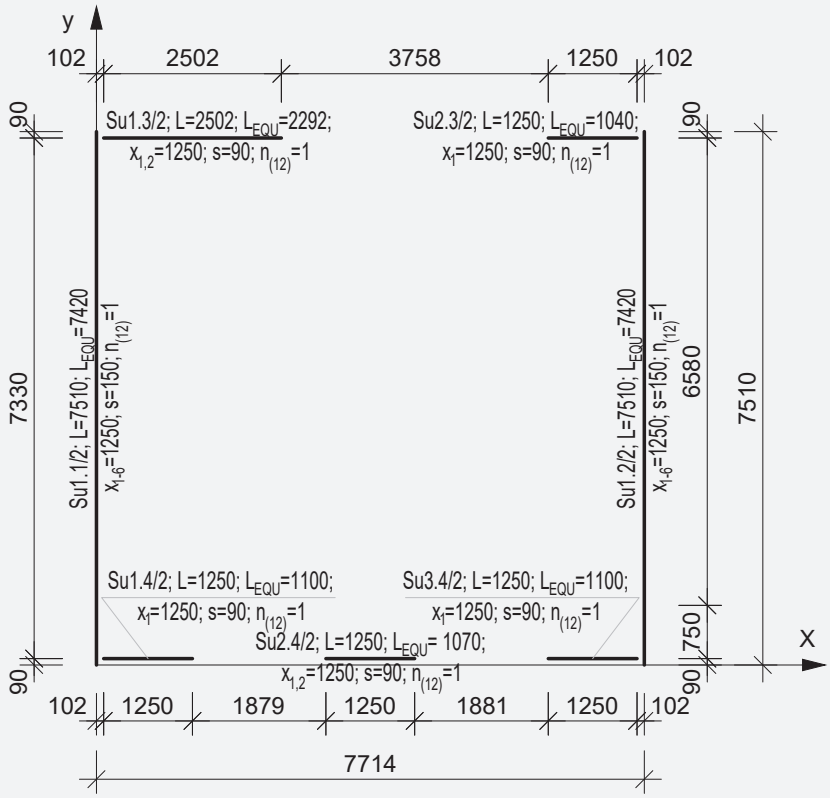
Kierunek X
$F_{w.x.Sc3/2.d}$ = 20,7 kN < $F_{v,Rd,Sc3/2}$ = 23,13
20,7 kN / 23,13 kN = 0,89
Stan SGN zachowany.

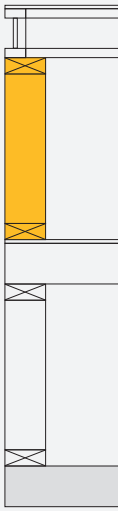
$F_{w.x.Sc4/2.d}$ = 20,7 kN < $F_{v,Rd,Sc4/2}$ = 23,13
20,7 kN / 23,13 kN = 0,89
Stan SGN zachowany.

Podsumowanie wyników weryfikacji nośności ścian usztywniających piętra
Nośność pozioma ścian usztywniających piętra została zachowana.
Poniżej w tablicy 7 oraz na rysunku 10 przedstawiono ostateczną formę poszczególnych ścian.

Tablica 7. Zestawienie wynikowej formy konstrukcji ścian piętra

Ściana	Tarcza	Poszycie wewnętrzne	Poszycie zewnętrzne	Łącznik	Rozstaw obwodowy łączników
Sc1/2	$S_{u1.1/2}$	OSB/3 gr. 12 mm	-	CLNG2.8x48	150 mm
Sc2/2	$S_{u1.2/2}$	OSB/3 gr. 12 mm	-	CLNG2.8x48	150 mm
Sc3/2	$S_{u1.3/2}$	OSB/3 gr. 12 mm	-	CLNG2.8x48	90 mm
	$S_{u2.3/2}$				
Sc4/2	$S_{u1.4/2}$	OSB/3 gr. 12 mm	-	CLNG2.8x48	90 mm
	$S_{u2.4/2}$				
	$S_{u3.4/2}$				





Rysunek 10. Schemat ścian usztywniających piętra (iteracja 2)

gdzie:
SuX/Y – nazwa płyty ściennej usztywniającej,
dla której: X - numeracja kolejna, Y - numer kondygnacji;
L – długość płyty ściennej usztywniającej [mm];
L_{EQU} – ramie sił dla doboru złącza kotwiącego [mm];
x_{1-n} – długości kolejnych n paneli ściennych wchodzących w skład płyty ściennej [mm];
s – rozstaw łączników łączących płytę (bądź płyty) poszycia z ramą ściany [mm];
$n_{(t)}$ – ilość płyt poszycia grubości t [mm].

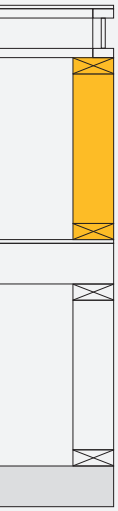
Obciążenia poziome przypadające na poszczególne tarcze ścian piętra

Ze względu na uprzednią analizę obciążeń i nośności tarcz usytuowanych w szeregu jako jedna grupa, poniżej zestawiono w tabelach 8 oraz 9 obciążenia przypadające na poszczególne, pojedyncze tarcze, określane proporcjonalnie do uzyskiwanych nośności (sztywności).

$$F_{i,w,d} = \frac{F_{i,v,Rd}}{\sum F_{i,v,Rd}} \cdot \sum F_{i,w,Rd}$$

gdzie:

$F_{i,v,Rd}$ – nośność poszczególnej tarczy;
$\Sigma F_{i,v,Rd}$ – nośność szeregu tarcz;
$\Sigma F_{i,w,Rd}$ – obciążenie szeregu tarcz.



Tablica 8. Obciążenia $F_{i,w,y,d}$ przypadające na poszczególne tarcze na kierunku Y

Ściana	Tarcza	L_i [m]	$F_{i,v,Rd}$ [kN]	$\Sigma F_{i,w,y,d}$ [kN]	$F_{i,w,y,d}$ [kN]	$F_{i,w,y,d}$ / $F_{i,v,Rd}$
Sc1/2	$S_{u1.1/2}$	7,5	27,78	27,78	21,8	0,78
Sc2/2	$S_{u1.2/2}$	7,5	27,78	27,78	21,8	0,78

Tablica 9. Obciążenia $F_{i,w,x,d}$ przypadające na poszczególne tarcze na kierunku X

Ściana	Tarcza	L_i [m]	$F_{i,v,Rd}$ [kN]	$\Sigma F_{i,w,x,d}$ [kN]	$F_{i,w,x,d}$ [kN]	$F_{i,w,x,d}$ / $F_{i,v,Rd}$
Sc3/2	$S_{u1.3/2}$	2,50	15,42	20,7	13,8	0,89
	$S_{u2.3/2}$	1,25	7,71		6,9	0,89
Sc4/2	$S_{u1.4/2}$	1,25	7,71	20,7	6,9	0,89
	$S_{u2.4/2}$	1,25	7,71		6,9	0,89
	$S_{u3.4/2}$	1,25	7,71		6,9	0,89

gdzie:
L_i – długość tarczy;
$F_{i,w,x,d}$ / $F_{i,v,Rd}$ – wytężenie poszczególnej tarczy.

7. Reakcje pionowe podrywające ścian piętra

Obciążenia

Ciężar własny

Ciężar własny stropodachu $g_{k.ST2}$ = 0,7 kN/m^2
Ciężar własny ściany zewnętrznej $g_{k.SZ}$ = 0,6 kN/m^2
Potraktowano, że ciężar stolarki okiennej jest równy ciężarowi własnemu ściany zewnętrznej.

Rozstaw belek stropodachu: 418 mm
Przy weryfikacji modelu zniszczenia konstrukcji na skutek obrotu lub utraty stateczności, należy posługiwać się kombinacjami obciążeń w stanie EQU zgodnie z PN-EN 1990, w których wartość współczynnika γ_{Gj} wynosi $\gamma_{Gj,inf}$ = 0,9 (uwaga 1, tablica A1.2(A), PN-EN 1990).
Zatem:
$g_{d(0,9).ST2}$ = 0,9 x $g_{k.ST2}$ = 0,9 x 0,7 kN/m^2 = 0,63 kN/m^2
$g_{d(0,9).SZ}$ = 0,9 x $g_{k.SZ}$ = 0,9 x 0,6 kN/m^2 = 0,54 kN/m^2

Wiatr

Na dachu płaskim występuje obciążenie wiatrem skierowane w górę, którego średnia wartość wynosi:
$w_{r,k}$ = 0,65 kN/m^2
$w_{r,d}$ = 1,5 x $w_{r,k}$ = 1,5 x 0,65 kN/m^2 = 0,98 kN/m^2

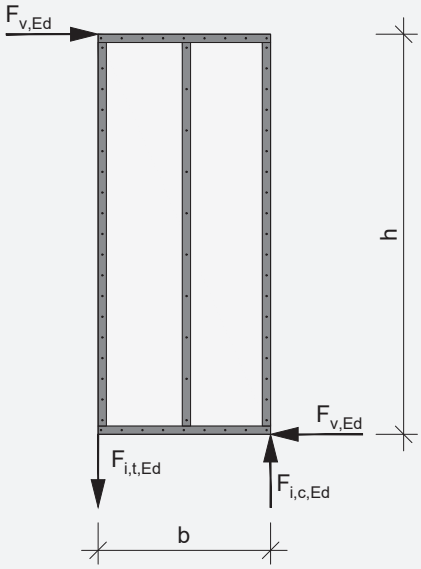
Uwaga! Na potrzeby uproszenia przykładu i uzyskania większej przejrzystości toku obliczeń, posłużono się średnią obciążenia ssaniem połaci dachowej w wyniku oddziaływania wiatru. Przy projektowaniu konstrukcji należy rozważyć zróżnicowanie stref oddziaływania (W_F, W_G, W_H, W_I) – patrz rysunek 4.

Śnieg i użytkowe

Obciążenia śniegiem i wynikające z ewentualnego użytkowania są pomijane ze względu na korzystny wpływ oddziaływania.

Momenty destabilizujące tarcze oddziaływaniami poziomymi

Momenty destabilizujące pochodzą przede wszystkim od oddziaływania poziomego przyłożonego na wysokości h – patrz schemat poniżej.

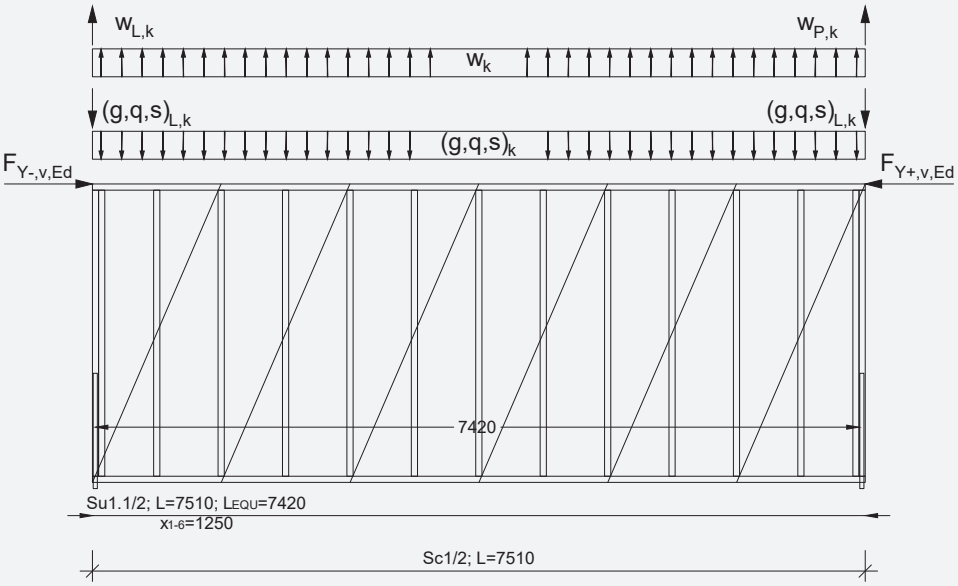


Rysunek 11. Schemat wyznaczania momentu destabilizującego ściany wywołanego siłą poziomą $F_{v,Ed}$

W poniższych rozważaniach, składowa momentu destabilizującego nie uwzględnia obciążenia w postaci ssania wiatru na dachu. Obciążenie te zostało uwzględnione w kolejnym kroku, przy analizie momentów stabilizujących tarczę, poprzez redukcję obciążenia korzystnego w postaci ciężaru własnego.

Ściana Sc1/2

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc1/2 przedstawia rysunek poniżej.



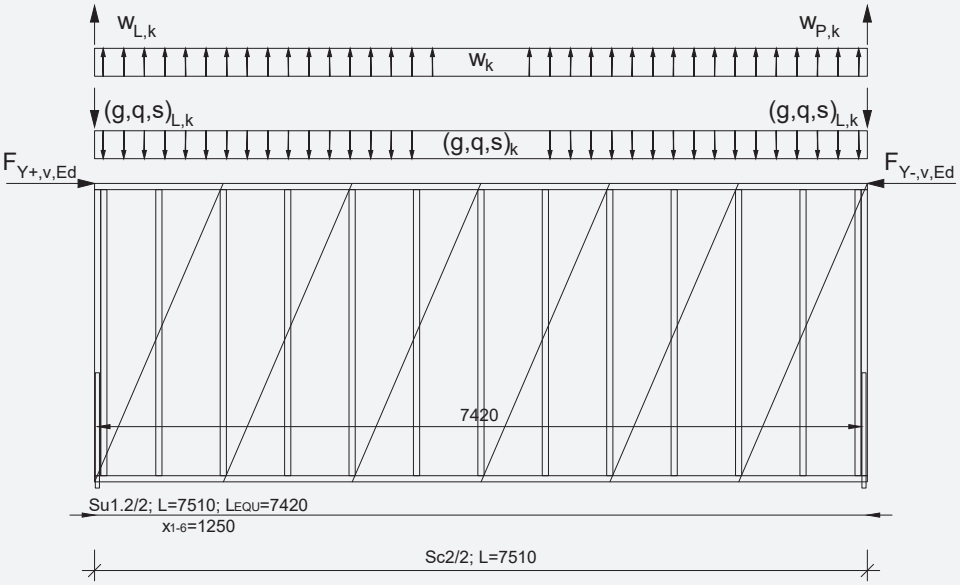
Rysunek 12. Geometria i obciążenie ściany Sc1/2

Moment destabilizujący tarczę wynosi:

$E_{d,dst,Su1.1/2} = F_{w.y.Sc1/2.d}$ x 2,9 m = 21,8 kN x 2,9 m = 63,22 kNm

Ściana Sc2/2

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc2/2 przedstawia rysunek poniżej.



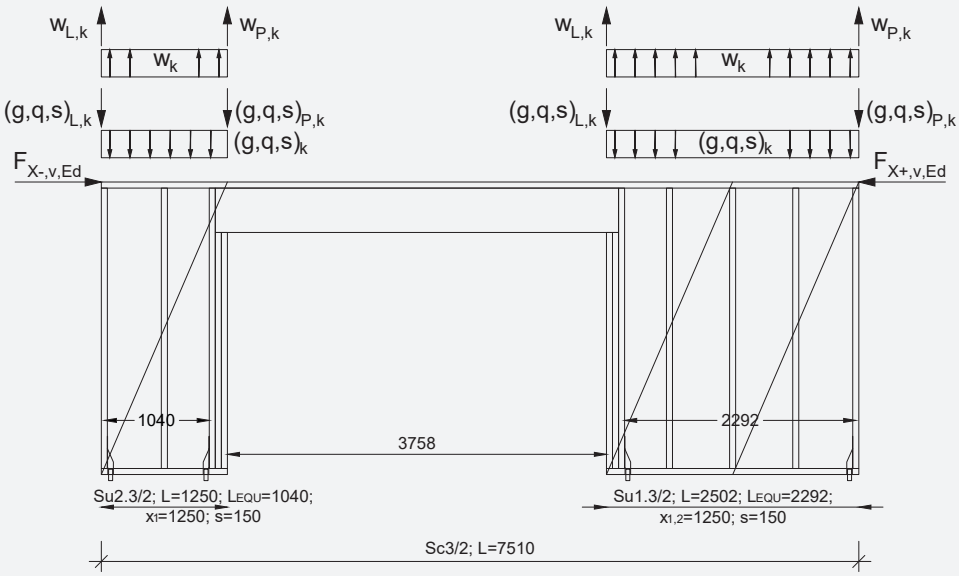
Rysunek 13. Geometria i obciążenie ściany Sc2/2

Moment destabilizujący tarczę wynosi:

$E_{d,dst,Su1.2/2} = F_{w.y.Sc2/2.d}$ x 2,9 m = 21,8 kN x 2,9 m = 63,22 kNm

Ściana Sc3/2

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc3/2 przedstawia rysunek poniżej.



Rysunek 14. Geometria i obciążenie ściany Sc3/2

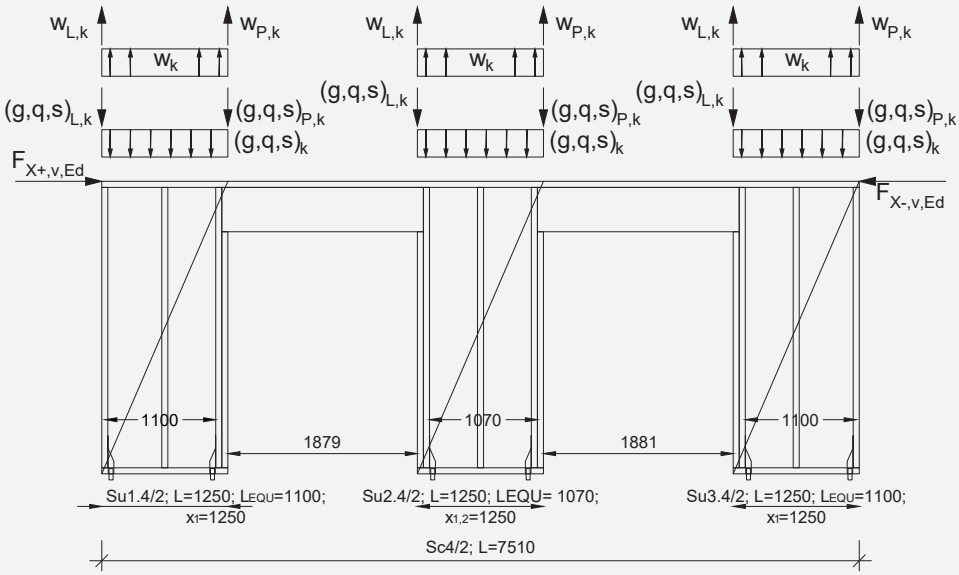
Momenty destabilizujące poszczególnych tarcz wynoszą:

$E_{d,dst,Su1.3/2} = F_{w.y.Sc3/2.d}$ x 2,9 m x 2502 mm / (2502 mm + 1250 mm) = 20,7 kN x 2,9 m x 0,66 = 60,03 kNm x 0,66 = 39,78 kNm

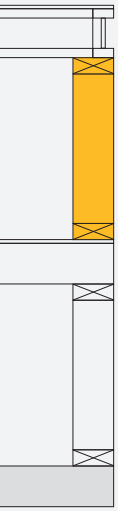
$E_{d,dst,Su2.3/2} = F_{w.y.Sc3/2.d}$ x 2,9 m x 1250 mm / (2502 mm + 1250 mm) = 20,7 kN x 2,9 m x 0,33 = 60,03 kNm x 0,33 = 19,81 kNm

Ściana Sc4/2

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc4/2 przedstawia rysunek poniżej.



Rysunek 15. Geometria i obciążenie ściany Sc4/2



Momenty destabilizujące poszczególnych tarcz wynoszą:

$E_{d,dst,Su1.4/2} = F_{w.y.Sc4/2.d}$ x 2,9 m x 1250 mm / (3 x 1250 mm) = 20,7 kN x 2,9 m x 0,33 = 60,03 kNm x 0,33 = 19,81 kNm

$E_{d,dst,Su2.4/2} = F_{w.y.Sc4/2.d}$ x 2,9 m x 1130 mm / (3 x 1250 mm) = 20,7 kN x 2,9 m x 0,33 = 60,03 kNm x 0,33 = 19,81 kNm

$E_{d,dst,Su3.4/2} = F_{w.y.Sc4/2.d}$ x 2,9 m x 1250 mm / (3 x 1250 mm) = 20,7 kN x 2,9 m x 0,33 = 60,03 kNm x 0,33 = 19,81 kNm

Momenty stabilizujące tarcze oddziaływaniami pionowymi

Przy określeniu momentów stabilizujących $E_{d,stb,Su1.4/2}$, $E_{d,stb,Su3.4/2}$, $E_{d,stb,Su1.3/2}$ oraz $E_{d,stb,Su2.3/2}$ pominięto towarzyszące obciążenia z nadproży i stolarki okiennej z uwagi na niesymetryczność układu. Możliwym jest uwzględnienie powyższych składowych przy analizie momentów destabilizujących i stabilizujących na dwóch kierunkach X+; X- niezależnie.

Obciążenie wynikające z nadproży i stolarki okiennej uwzględniono w analizie momentów stabilizujących tarczy Su2.4/2 ($E_{d,stb,Su2.4/2}$).

Ściana Sc1/2

$E_{d,stb,Su1.1/2}$ = ($g_{d(0,9).SZ}$ x 2,9 m + ($g_{d(0,9).ST2}$ - $w_{r,d}$) x 0,418 m / 2) x 7,510 m x 7,510 m / 2 =
= (0,54 kN/m^2 x 2,9 m + (-0,35 kN/m^2) x 0,418 m / 2) x 7,510 m x 7,510 m / 2 =
= (1,56 kN/m – 0,073 kN/m) x 7,510 m x 7,510 m / 2 = 41,93 kNm

Ściana Sc2/2

$E_{d,stb,Su1.2/2}$ = $E_{d,stb,Su1.1/2}$ = 41,93 kNm

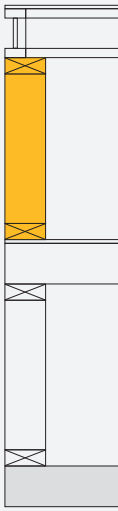
Ściana Sc3/2

$E_{d,stb,Su1.3/2}$ = ($g_{d(0,9).SZ}$ x 2,9 m + ($g_{d(0,9).ST2}$ - $w_{r,d}$) x 7,534 m / 2) x 2,502 m x 2,502 m / 2 =
= (0,54 kN/m^2 x 2,9 m + (-0,35 kN/m^2) x 7,534 m / 2) x 2,502 m x 2,502 m / 2 =
= (1,56 kN/m – 1,32 kN/m) x 2,502 m x 2,502 m / 2 = 0,75 kNm

$E_{d,stb,Su2.3/2}$ = ($g_{d(0,9).SZ}$ x 2,9 m + ($g_{d(0,9).ST2}$ - $w_{r,d}$) x 7,534 m / 2) x 1,250 m x 1,250 m / 2 =
= (0,54 kN/m^2 x 2,9 m + (-0,35 kN/m^2) x 7,534 m / 2) x 1,250 m x 1,250 m / 2 =
= (1,56 kN/m – 1,32 kN/m) x 1,250 m x 1,250 m / 2 = 0,18 kNm

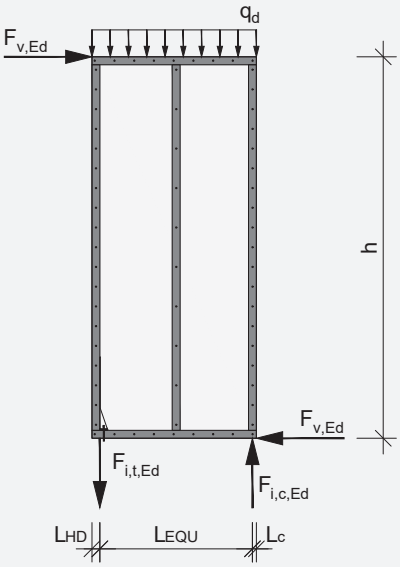
Ściana Sc4/2

$E_{d,stb,Su1.4/2}$ = $E_{d,stb,Su2.3/2}$ = 0,18 kNm
$E_{d,stb,Su2.4/2}$ = ($g_{d(0,9).SZ}$ x 2,9 m + ($g_{d(0,9).ST2}$ - $w_{r,d}$) x 7,534 m / 2) x (1,250 m x 1,250 m / 2 + 1,881 m / 2 x 1,250 m) = (0,54 kN/m^2 x 2,9 m + (-0,35 kN/m^2) x 7,534 m / 2) x (0,781 m^2 + 1,175 m^2) =
= (1,56 kN/m – 1,32 kN/m) x (1,956 m^2) = 0,47 kNm
$E_{d,stb,Su3.4/2}$ = $E_{d,stb,Su1.4/2}$ = 0,18 kNm



Wyznaczenie reakcji pionowej podrywającej

Wszystkie ściany piętra wymagają doboru złącz kotwiących z uwagi na występowanie reakcji pionowych skierowanych w górę (podrywających).

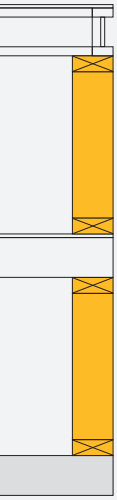


Rysunek 16. Schemat wyznaczania reakcji tarczy ściennej

Siły wymiarujące złącza kotwiące zostały wyznaczone przy założeniu, że złącza ścian Sc3/2 oraz SC4/2 stosowane są wewnątrz ściany. W takim układzie założono redukcję ramienia siły stabilizującej $F_{d,t,HD}$. Ramie sił L_{EQU} stanowi odległość od środka ciężkości skrajnego słupka (lub pakietu słupków) dociskanego, do boku słupka do którego będzie mocowane złącze kotwiące (patrz rysunek 16).
Ściany Sc1/2 oraz Sc2/2 kotwione są poprzez taśmy perforowane mocowane w osi skrajnych słupków tarcz.
Siły $Fd_{,t,HD}$ wymiarujące złącza kotwiące, zostały przedstawionej w poniższej tablicy. Równania wyjaśniające tok obliczeń opisano w 1 wierszu tablicy.

Tablica 10. Zestawienie sił $F_{d,t,HD}$ do przeniesienia przez złącza kotwiące

	(1)		(2)	(3) = (2) – (1)	(4)	(5) = (3) / (4)
Tarcza	**$E_{d,dst}$ [kNm]**		**$E_{d,stb}$ [kNm]**	**$E_{d,stb}$ - $E_{d,dst}$**	**L_{EQU} [m]**	**$F_{d,t,HD}$**
Su1.1/2	63,22	>	41,93	-21,29	7,42	-2,87
Su1.2/2	63,22	>	41,93	-21,29	7,42	-2,87
Su1.3/2	39,78	>	0,75	-39,03	2,292	-17,03
Su2.3/2	19,81	>	0,18	-19,63	1,04	-18,88
Su1.4/2	19,81	>	0,18	-19,63	1,1	-17,85
Su2.4/2	19,81	>	0,47	-19,34	1,04	-18,60
Su3.4/2	19,81	>	0,18	-19,63	1,1	-17,85



8. Złącza kotwiące ścian piętra

Na potrzeby zakotwienia na podrywanie ścian piętra zastosowano 2 typy rozwiązań połączeń:
- typu 1HD/2, gdzie wykorzystano taśmy BAN09;
- typu 2HD/2, gdzie zastosowano złącza 3-częściowe składające się z pary złącz HDUR380 lub HDURL380 oraz złącza SCMF60.

Złącze 1HD/2

Połączenie typu 1HD/2 stanowi taśma perforowana BAN09 mocowana gwoździami CNA4,0x40 (patrz rysunek 17). Połączenie zastosowano do zakotwienia tarcz Su1.1/2 oraz Su1.2/2.
Nośność na ścianie pojedynczego gwoździa CNA4,0x40:
$R_{lat,k,CNA4x40}$ = 1,83 kN
$R_{lat,d,CNA4x40} = k_{mod} \times R_{lat,k} \times \gamma_M$ = 0,9 x 1,83 kN / 1,3 = 1,26 kN

Do wyznaczenia wartości obliczeniowej nośności połączenia zastosowano współczynnik modyfikujący k_{mod} o wartości 0,9, jak dla drewna litego przy działaniu krótkotrwałym w 1 i 2 klasie użytkowania, zgodnie z tablicą 3.1 normy PN-EN 1991-1-1.
Współczynnik częściowy γ_M dla połączeń przyjmuje wartość 1,3, zgodnie z tablicą 2.3 wyżej wskazanej normy.

Ilość gwoździ niezbędnych do przeniesienia sił $F_{d,t,HD,Su1.1/2}$ oraz $F_{d,t,HD,Su1.2/2}$ wynosi:

$$\sqrt[0,85]{F_{d,t,HD,Su1.1/2} / R_{lat,d,CNA4x40}} = \sqrt[0,85]{2,87\ kN / 1,26\ kN} = 2,63 \approx 3$$

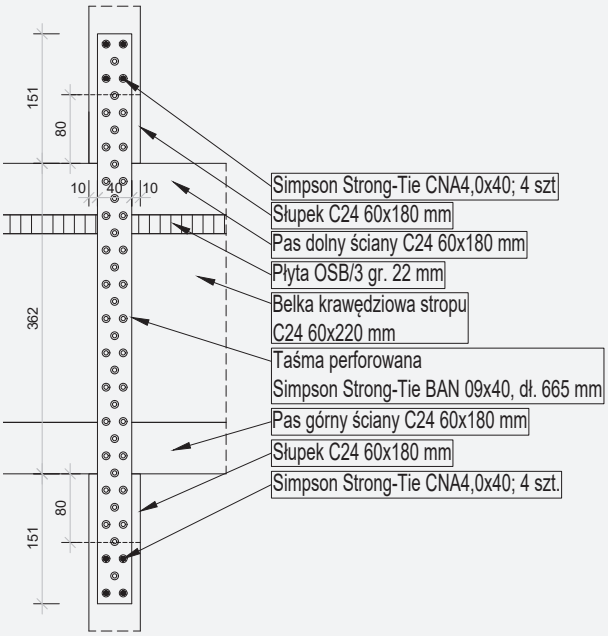
W połączeniu zastosowano 4 gwoździe CNA4,0x40 na stronę. Sumaryczna nośność połączenia gwoździowego:
$R_{lat,d,1HD/2} = R_{lat,d,CNA4x40} \times n_{ef}$ = 1,26 kN x $4^{0,85}$ = 4,09 kN

Efektywna ilość łączników n_{ef} została określona zgodnie z postanowieniami pkt. 8.3.1.1.(8) oraz tablicy 8.1, zawartych w normie PN-EN 1995-1-1.

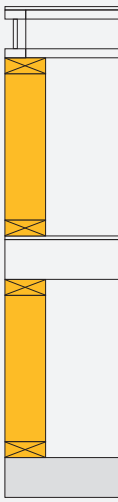
Wynikowa wytrzymałość połączenia typu 1HD/2 stanowi wartość minimalną nośności połączenia gwoździowego oraz wytrzymałości na rozerwanie blachy stalowej BAN09.

$$N_{t,Rd} = min\begin{cases}\dfrac{17{,}80kN\ \cdot\ k_{mod}}{\gamma_M} \\ 4{,}09\ kN\end{cases} = min\begin{cases}12{,}32\ kN \\ 4{,}09\ kN\end{cases} = 4{,}09\ kN$$

Weryfikacja nośności złącza
$F_{t,Rd,1HD/2}$ = 4,09 kN > $F_{d,t,HD,Su1.1/2}$, $F_{d,t,HD,Su1.2/2}$ = 2,63 kN
2,63 kN / 4,09 kN = 0,64



Rysunek 17. Detal złącza 1HD/2



Wymiar 60 mm oznaczony na rysunku wyznacza zakres minimalnej odległości łącznika od końca obciążonego elementu drewnianego:
$a_{3,t,min}$ = [10+5xcos(α)]xd = [10+5xcos(0º)]x4mm = 15x4mm = 60 mm

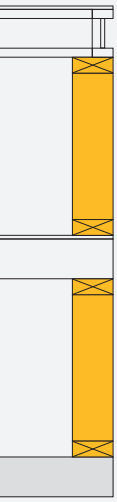
gdzie:
α – kąt pomiędzy kierunkiem działania siły, a kierunkiem włókien elementu drewnianego tworzącego słupek ściany.

Złącze 2HD/2

Połączenie typu 2HD/2 stanowi złącze trzyczęściowe składające się z pary złącz kotwiących HDUR380 lub HDUL380 oraz taśmy stalowej SCMF60 (patrz rysunek 18).
Siła wymiarująca złącze (tablica 10):
$F_{d,t,HD,Su2.3/2}$ = 18,88 kN

Elementy HDUR/HDUL zamocowano wkrętami 20 szt. CSA 5,0x50

Charakterystyczna nośność na ścianie pojedynczego wkręta CSA5,0x50:
$R_{lat,k,CSA5x50}$ = 2,63 kN



Charakterystyczna nośność na wyciąganie pojedynczego wkręta CSA5,0x50:
$R_{ax,k,CSA5x50}$ = 3,20 kN

Wytrzymałość charakterystyczna części złącza HDUR/L 380 wynosi:

$$R_{1,k,HDU380} = min\begin{cases}11{,}7 \cdot R_{lat,k}\\21{,}4 \cdot R_{ax,k}\end{cases} = min\begin{cases}11{,}7 \cdot 2{,}63kN\\21{,}4 \cdot 3{,}20kN\end{cases} = min\begin{cases}30{,}77kN\\68{,}48kN\end{cases} = 30{,}77kN$$

Wytrzymałość obliczeniowa części złącza HDUR/L 380 wynosi:

$$R_{1,d,HDU380} = \frac{k_{mod} \cdot R_{1,k,HDU380}}{\gamma_M} = \frac{0{,}9 \cdot 30{,}77kN}{1{,}3} = 21{,}30kN$$

Wytrzymałość charakterystyczna taśmy SCMF60 na rozciąganie wg ETA-07/0285 wynosi:
$R_{s,k,SCMF60}$ = 24,9 kN

Taśmę SCMF60 połączono z częściami HDUR/L pięcioma blachowkrętami JT2-3-5.5x25 o charakterystycznej wytrzymałości na ścianie:
$V_{R.k}$ = 6,4 kN

Wytrzymałość charakterystyczna części złącza SCMF60 wynosi:

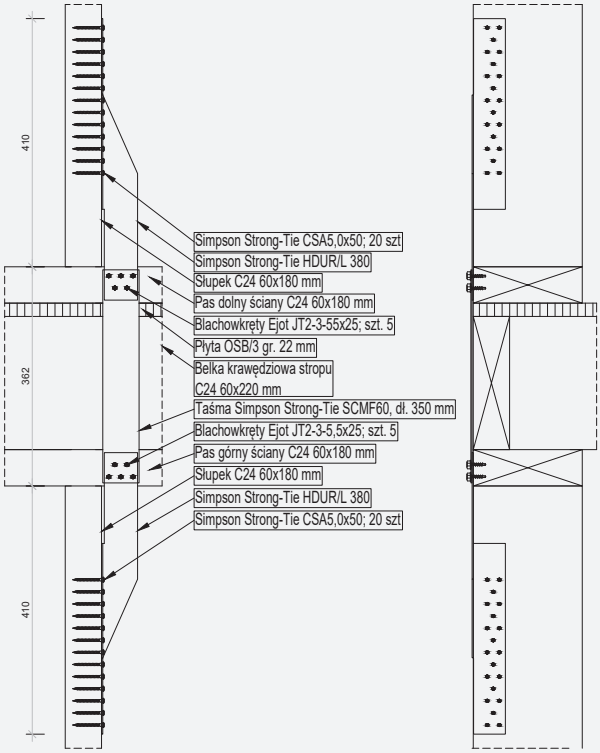
$$R_{1,k,SCMF60} = min\begin{cases}R_{s.k}/k_{mod}\\V_{R.k} \cdot n_{sc}/k_{mod}\end{cases} = min\begin{cases}24{,}9kN/0{,}9\\6{,}4kN \cdot 5/0{,}9\end{cases} = min\begin{cases}27{,}6kN\\35{,}5kN\end{cases} = 27{,}6kN$$

Wytrzymałość obliczeniowa części złącza SCMF60 wynosi:

$$R_{1,d,SCMF60} = \frac{k_{mod} \cdot R_{1,k,SCMF60}}{\gamma_M} = \frac{0{,}9 \cdot 27{,}6kN}{1{,}3} = 19{,}1kN$$

Wynikowa wytrzymałość połączenia typu 2HD/2 stanowi wartość minimalną nośności poszczególnych części składowych złącza HDUR/L 380 oraz SCMF60:

Weryfikacja nośności złącza
$F_{t,Rd,1HD/2}$ = 19,1 kN > $F_{d,t,HD,Su2.3/2}$ = 18,88 kN
18,88 kN / 19,1 kN = 0,99



Rysunek 18. Detal złącza 2HD/2

9. Połączenie na ścinanie na styku ścian piętra i stropu międzykondygnacyjnego

Obciążenia

Reakcja pozioma prostopadła dla ścian piętra

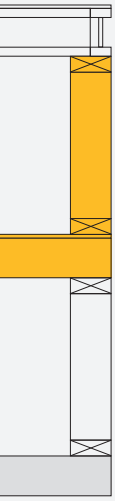
Przy doborze połączenia na przesuw, tzn. przeciwstawiającego się siłom ścinającym na styku ściany piętra ze stropem między kondygnacyjnym, pochodzącym od oddziaływania wiatru oddziaływującego prostopadle do płaszczyzny ściany, posłużono się maksymalnym oddziaływaniem wiatru na płaszczyznę ściany $w_{x.A.k}$ = -1,5 kN/m^2 (patrz rysunek 4).

Wymiarująca siła ścinająca na styku stropu międzykondygnacyjnego i ściany piętra, prostopadła do ściany, wynosi:
(2,78 m / 2 + 0,06 m) x 1,5 x 1,5 kN/m^2 = 3,26 kN/m

gdzie:
2,78 m – wysokość słupka ściany piętra;
0,06 m – wysokość pasa dolnego ściany piętra;
1,5 – współczynnik γ_Q niekorzystnych obciążeń zmiennych (wiatr) dla kombinacji SGN STR;
1,5 kN/m^2 – wymiarujące charakterystyczne obciążenie powierzchniowe oddziaływania wiatru ($w_{x.A.k}$).

Reakcja pozioma równoległa ścian piętra

Reakcje poziome równoległe do kierunku ścian, sprowadzone do obciążenia w jednostce długości, przedstawiono w poniższych tabelach 11 oraz 12.



Tablica 11. Reakcja równoległa do ściany piętra na styku strop między kondygnacyjny - ściana piętra - kierunek Y

Ściana	Tarcza	L_i [m]	$F_{i,w.x.d}$ [kN]	$F_{i,w.x.d}$ / L_i
Sc1/2	$S_{u1.1/2}$	7,5	21,8	2,91
Sc2/2	$S_{u1.2/2}$	7,5	21,8	2,91

Tablica 12. Reakcja równoległa do ściany piętra na styku strop między kondygnacyjny - ściana piętra - kierunek X

Ściana	Tarcza	L_i [m]	$F_{i,w.x.d}$ [kN]	$F_{i,w.x.d}$ / L_i
Sc3/2	$S_{u1.3/2}$	2,50	13,8	5,52
	$S_{u2.3/2}$	1,25	6,9	5,52
Sc4/2	$S_{u1.4/2}$	1,25	6,9	5,52
	$S_{u2.4/2}$	1,25	6,9	5,52
	$S_{u3.4/2}$	1,25	6,9	5,52

Przyjęto jako siłę wymiarującą ścinającą podłużną do ściany o wartości: 5,52 kN/m.

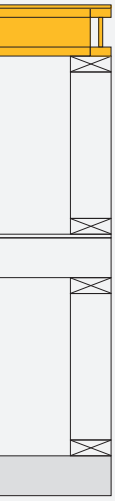
Reakcja wypadkowa
Siła wypadkowa dla sił ścinających poprzecznych i podłużnych do kierunku ściany wynosi:

$$\sqrt{(3{,}26\ kN/m)^2 + (5{,}52\ kN/m)^2} = 6{,}41\ kN/m$$

Dobór rozwiązania połączenia – połączenie 1SC/2

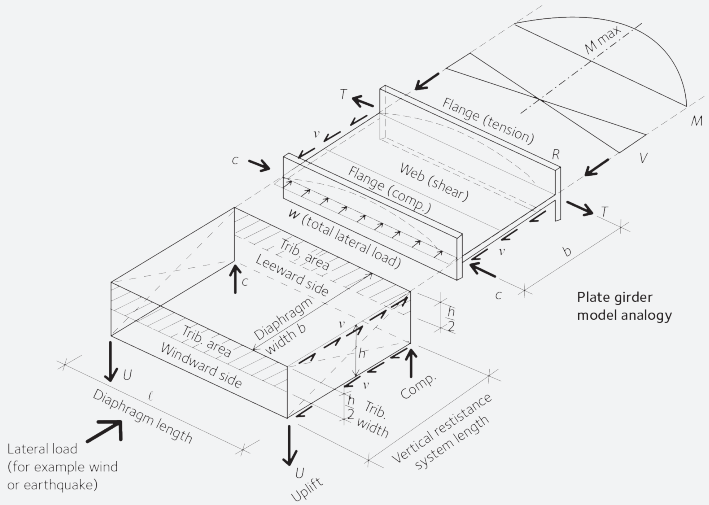
W połączeniu wykorzystano łączniki trzpieniowe w postaci wkrętów talerzowych ESCR8,0x160. Nośność obliczeniowa na ścinanie wkręta ESCR8,0x160, wyznaczona w programie Solid Wood, wynosi $F_{v,Rd}$ = 3,23 kN.

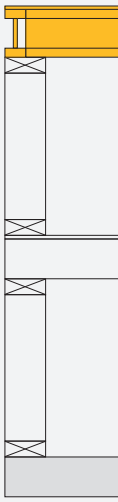
Wymagany rozstaw łączników ze względu na nośność połączenia
6,41 kN/m / 3,23 kN/szt. = 1,98 szt. / m
tj. maksymalny rozstaw: 0,50 m



10. Nośność tarczowa stropodachu

Nośność tarczową stropodachu zweryfikowano przy przyjęciu dla stropu analogii belkowej. W metodzie analogii belkowej tarczę stropową rozpatruje się jako belka dwuteowa (patrz rysunek 19 poniżej), w której pasy stanowią skrajne belki stropu, bądź belki krawędziowe, natomiast środnik jest odzwierciedleniem płyty poszycia. Przy takich założeniach, z łatwością określane są siły wewnętrzne, a na ich bazie siły i naprężenia wymiarujące pasy i poszycie (łączniki łączące poszycie z belkami).





Rysunek 19. Metoda analizy poprzez analogię belkową jednoprzęsłowego stropu (Eric Borgström, 2016)

Kierunek Y

Geometria:
L = 7714 mm
b = 7330 mm

Moment zginający tarczę:
$M_{ST2,d}$ = 43,5 kN / 7,714 m x (7,714 m)^2 / 8 = 41,95 kNm

Siły normalne (rozciągające i ściskające) w belkach krawędziowych, bądź belkach skrajnych stropodachu.
$N_{t.ST2.d} = N_{c,ST2,d} = M_{ST2,d}$ / b = 41,95 kNm / 7,33 m = 5,72 kN

Jako elementy pracujące osiowo uwzględniono pasy belek dwuteowych. Poniżej przedstawiono parametry wytrzymałościowe materiału LVL 2.0E z jakiego wykonano pasy belek dwuteowych.
$f_{t,0,k}$ = 36 MPa
$f_{t,0,d} = k_{mod}$ x $f_{t,0,}k$ / γ_M = 0,9 x 36 MPa / 1,2 = 27 MPa
$f_{c,0,k}$ = 36 MPa
$f_{c,0,d} = k_{mod}$ x $f_{c,0,}k$ / γ_M = 0,9 x 36 MPa / 1,2 = 27 MPa

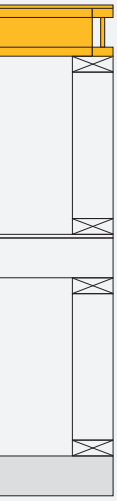
Pole przekroju pasów belki krawędziowej wynosi:
A = 39 mm x 40 mm x 2 = 3120 mm^2

Naprężenia ściskające i rozciągające:
$\sigma_{t,0,d} = N_{t,ST2,d}$ / A = 5720 N / 3120 mm^2 = 1,83 MPa
$\sigma_{c,0,d} = N_{c,ST2,d}$ / A = 5720 N / 3120 mm^2 = 1,83 MPa

$\sigma_{t,0,d}$ = 1,83 MPa < $f_{t,0,d}$ = 27 MPa
1,83 MPa / 27 MPa = 0,07
SGN przy rozciąganiu zachowany.

$\sigma_{t,0,d}$ = 1,83 MPa < $f_{t,0,d}$ = 27 MPa
1,83 MPa / 27 MPa = 0,07

SGN przy ściskaniu zachowany.



Kierunek X

Geometria:
L = 7330 mm
b = 7714 mm

Moment zginający tarczę:
$M_{ST2,d}$ = 41,4 kN / 7,33 m x (7,330 m)^2 / 8 = 37,9 kNm
$N_{t.ST2.d} = N_{c,ST2,d} = M_{ST2,d}$ / b = 37,9 kNm / 7,714 m = 4,9 kN

Siły w belkach skrajnych są mniejsze niż przy analizie na kierunku Y, zatem na bazie kontroli naprężeń na kierunku Y, stwierdza się, że wytrzymałość belek skrajnych stropodachu przy oddziaływaniu wiatru na kierunku X również jest zachowana przy tych samych założeniach.

11. Połączenie płyt poszycia stropodachu

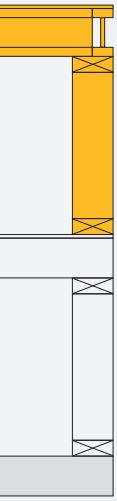
Weryfikacja nośności łączników łączących płytę poszycia stropodachu z belkami
Jako łącznik do mocowania płyty poszycia stropu zastosowano gwoździe RSN 2,8x65, których nośność w połączeniu OSB/3 grubości 22 mm i LVL wynosi $F_{v,Rd}$ = 0,609 kN.

Siły tnące w tarczy
$V_{ST2,d}$ = 43,5 kN / 2 = 21,75 kN
$V_{ST2,d}$ / b = 21,75 kN / 7,33 m = 2,97 kN/m

Założono rozstaw łączników s = 150 mm,
o nośności $F_{v,Rd}$ = 0,609 kN,
zatem nośność ściegu łączników będzie równa:
$F_{v,Rd}$ / s = 0,609 kN / 0,15 m = 4,06 kN/m

Obciążenie ściegu siłą tnącą:
$V_{ST2,d}$ / b = 2,97 kN/m < $F_{v,Rd}$ / s = 4,06 kN/m
SGN łączników został spełniony,
z wytężeniem na poziomie:
2,97 kN/m / 4,06 kN/m = 0,73

12. Połączenie 1SC/3 stropodachu ze ścianami piętra



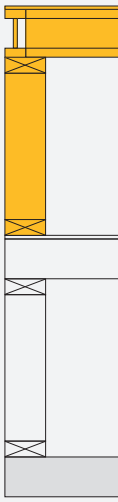
Obciążenia

Maksymalna obliczeniowa siła podłużna do ściany (ścinająca): 2,97 kN/m
Maksymalne charakterystyczne obciążenie poprzeczne ściany (poziome) przy ścianie równoległej do kierunku wiatru: 1,5 kN/ m^2
Maksymalne charakterystyczne obciążenie pionowe połaci dachu w strefie w_G: 1,4 kN/m^2
Maksymalne charakterystyczne obciążenie pionowe połaci dachu w strefie w_F): 2,1 kN/m^2
Obliczeniowy ciężar własny stropodachu: $g_{d.ST2}$ = 0,9 x $g_{k.ST2}$ = 0,63 kN/m^2

Długość belki stropodachu: L = 7510 mm
Rozstaw belek stropodachu: s = 418 mm

Reakcja pozioma belki stropodachu od wiatru na kierunku równoległym do ściany:
$W_{d,||}$ = 2,97 kN/m x 0,418 m = 1,24 kN

Reakcja pionowa od ciężaru własnego belki stropodachu:
$G_{d,ST2}$ = 0,63 kN/m^2 x 7,51 m / 2 x 0,418 m = 0,99 kN



Reakcja pozioma belki stropodachu od wiatru na kierunku prostopadłym do ściany:
$W_{d,\perp}$ = 1,5 x 1,5 kN/m^2 x (2,9 m / 2 + 0,722 m) x 0,418 m = 2,04 kN

Reakcja pionowa belki stropodachu od wiatru na kierunku pionowym:
$W_{d,V}$ = 1,5 x [2,1 kN/m^2 x 2,05 m + 1,4 kN/m^2 x (7,51 m / 2 – 2,05 m)] x 0,418 m = 4,20 kN

Reakcja wynikowa z belki stropodachu
$F_{1,d}$ = 4,20 kN – 0,99 kN = 3,21 kN
$F_{2,d}$ = 1,24 kN
$F_{4,d}$ = 2,04 kN

siła wypadkowa pozioma
$F_{v,Ed}$ = 2,39 kN

kąt siły wypadkowej względem kierunku ściany:
$\alpha = \tan^{-1}(F_{4,d} / F_{2,d})$ = 58,7º

kąt siły wypadkowej względem kierunku belki stropodachu:
90º - 58,7º = 31,3º

Dobór i weryfikacja nośności elementów połączenia 1SC/3

Na styku belki stropodachu i pasa górnego ściany piętra zastosowano 4 łączniki trzpieniowe w formie wkrętów dwugwintowych SWD6.5x65.

Nośność 4 szt. wkrętów SWD6.5x65 wynosi:
$F_{ax,ef,Rd}$ = 6,12 kN
$F_{v,ef,Rd}$ = 5,2 kN

Weryfikacja nośności połączenia dla sił wyrywających:

$$\frac{F_{1,d}}{F_{ax,ef,Rd}} = \frac{3{,}21kN}{6{,}12kN} = 0{,}52$$

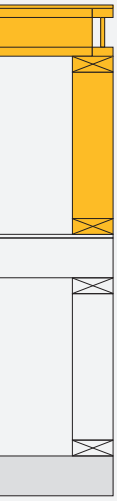
Weryfikacja nośności połączenia dla sił ścinających:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rd}} = \frac{2{,}39\text{kN}}{5{,}2kN} = 0{,}46$$

Weryfikacja nośności połączenia przy interakcji sił ścinających i wyrywających łączniki:

$$\left(\frac{F_{1,d}}{F_{ax,ef,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,ef,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{3{,}21\text{kN}}{6{,}12kN}\right)^2 + \left(\frac{2{,}39\text{kN}}{5{,}20kN}\right)^2 = (0{,}52)^2 + (0{,}46)^2 = 0{,}48 < 1$$

SGN połączenia jest zachowany.



Geometria połączenia

Minimalny rozstaw łączników wzdłuż włókien pasa ściany:
$a_{1,min}$ = (4+|cosα|)d = (4+|cos(58,7º)|)d = 4,52d = 29,4 mm

Minimalny rozstaw łączników wzdłuż włókien pasa belki stropodachu:
$a_{1,min}$ = (4+|cosα|)d = (4+|cos(31,3º)|)d = 4,85d = 31,5 mm

Minimalna odległość od boku pasa ściany:
$a_{4,t,min}$ = max[(2+2sinα)d; 3d] = max[(2+2sin(58,7º))d; 3d] = 3,71d = 24,1mm

Minimalna odległość od boku belki stropodachu:
$a_{4,t,min}$ = max[(2+2sinα)d; 3d] = max[(2+2sin(31,3º))d; 3d] = 3,04d = 19,8 mm

Minimalna odległość od końca obciążonego belki stropodachu:
$a_{3,t,min}$ = max(7d; 80mm) = 80 mm

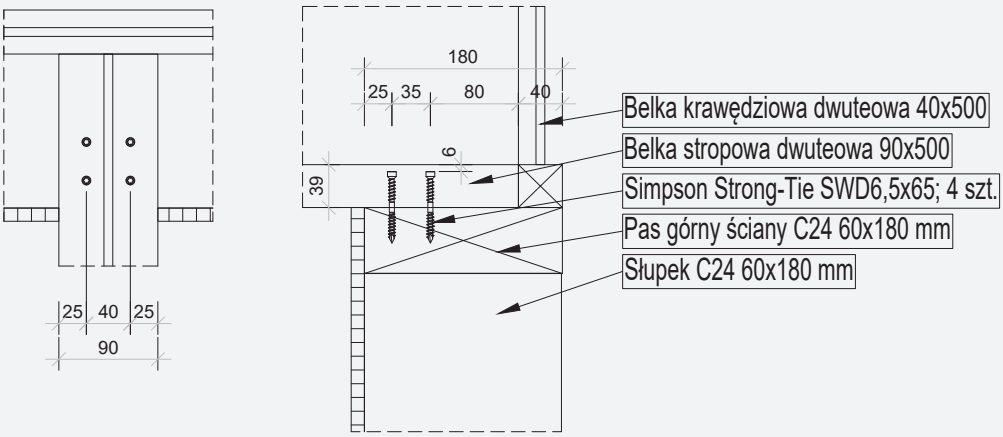
Szerokość pasa belki dwuteowej stropodachu: 90 mm
Minimalna wymagana szerokość pasa:
19,8 mm x 2 + 31,5 mm = 71,1 mm < 90 mm

Zastosowano osiowe rozmieszczenie pomiędzy wkrętami względem belki stropodachu o rozstawie 40 mm pomiędzy wkrętami, co daje odległości od boku belki / pomiędzy wkrętami / od boku belki, następująco: 25 mm / 40 mm / 25 mm.

Belkę krawędziową przewidziano szerokości 40 mm, zatem głębokość oparcia belki stropodachu jest równa: 180 mm – 40 mm = 140 mm

Minimalna wymagana szerokość oparcia belki dwuteowej
80 mm + 31,5 mm + 24,1 mm = 135,6 mm < 140 mm

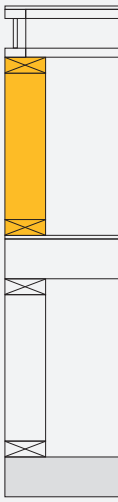
Zastosowano następujące rozmieszczenie pomiędzy wkrętami na długości belki stropodachu, zaczynając od wymiaru od końca belki: 80 mm / 35 mm / 25 mm (patrz rysunek poniżej).



Rysunek 20. Detal połączenia 1SC/3 stropodachu ze ścianami piętra

W przypadku styku pasa górnego ściany z równoległą belką stropodachu zakłada się zastosowanie tej samej ilości tych samych łączników w jednostce długości ściany, tzn. 4 łączniki na każde 418 mm długości, tj. 1 łącznik w rozstawie ok. 100 mm. Odległość tą można zwiększyć wykonując dokładniejsze obliczenia z uwzględnieniem poszczególnych stref ciśnienia wiatru oraz wszelkich możliwych kierunków jego oddziaływania.

13. Połączenie 1TC/2 słupków z pasami ścian piętra



W przypadku lekkich dachów płaskich, ciężar własny dachu często nie jest w stanie zrównoważyć sił podrywających pochodzących od oddziaływania wiatru na połać. Po zapewnieniu transferu sił podrywających z belki stropodachu na pas górny ściany piętra, w kolejnym kroku należy przewidzieć sposób połączenia pasa górnego ściany ze słupkami ściany. Zakłada się, że siły ścinające na styku pas – słupek przenoszą łączniki trzpieniowe (gwoździe lub wkręty) łączące wzajemnie oba elementy. Nośność łączników pomiędzy płytą poszycia a ramą jest dla tego kierunku oddziaływania obciążeń pomijana, choćby ze względu na fakt, pełnego lub niemal pełnego wykorzystania ich nośności do przeniesienia sił poziomych przy pracy tarczowej ściany. W związku z powyższym, występująca reakcja podrywająca na styku pas górny-słupek będzie wymagała wprowadzenia dodatkowych elementów złącznych.

W poniżej przedstawionych krokach ustalono poziom obliczeniowego obciążenia podrywającego przypadającego na poszczególny styk pas górny – słupek ściany, przeprowadzono dobór oraz weryfikację wprowadzonego rozwiązania oraz finalnie zaprezentowano oczekiwaną geometrię połączenia.

Obciążenia

Obliczenia przeprowadzono dla ekstremalnego występującego poziomu obciążeń, zakładając jego występowanie na całej długości rozważanego pasa.

Obciążenie pionowe od ciężaru własnego stropodachu (skierowane w dół):
$G_{d,ST2}$ = 0,63 kN/m^2 x 7,51 m / 2 = 2,37 kN/m

Obciążenie pionowe od wiatru (skierowane w górę):
$W_{d,V}$ = 1,5 x [2,1 kN/m^2 x 2,05 m + 1,4 kN/m^2 x (7,51 m / 2 – 2,05 m)] = 10,04 kN/m

Obciążenie poziome belki pasa górnego od wiatru na kierunku prostopadłym do ściany:
$W_{d,\perp}$ = 1,5 x 1,5 kN/m^2 x (2,9 m / 2 + 0,722 m) = 4,89 kN/m

Pionowe obciążenie wynikowe z pasa górnego ściany skierowane w górę:
$q_{1,d} = W_{d,V} - G_{d,ST2}$ = 10,04 kN/m – 2,37 kN/m = 7,67 kN/m

Poziome obciążenie wynikowe z pasa górnego:
$W_{d,\perp}$ = 4,89 kN/m

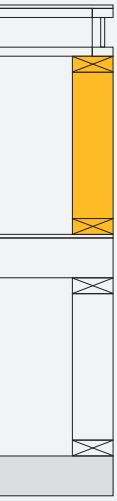
Pionowe obciążenie wynikowe skierowane w górę na styku słupka ściany z pasem:
$F_{1,d} = (W_{d,V} - G_{d,ST2})$ x 0,626 m = 7,67 kN/m x 0,626 m = 4,8 kN

Poziome obciążenie wynikowe z pasa górnego:
$F_{2/3,d} = W_{d,\perp}$ x 0,626 m = 4,89 kN/m x 0,626 m = 3,1 kN

Dobór i weryfikacja nośności elementów połączenia 1TC/2

Na styku słupka i pasa górnego zastosowano parę kątowników E20/3 łączonych wkrętami CSA 5.0x40.

Nośność charakterystyczna połączenia wynosi:
$R_{1,k}$ = 8,8 kN
$R_{2/3,k}$ = 15,8 kN



Nośność obliczeniowa złącza wynosi:
$R_{1,d} = R_{1,k} \times k_{mod} / \gamma_M = 8{,}8$ kN x 0,9 / 1,3 = 6,1 kN
$R_{2/3,d} = R_{2/3,k} \times k_{mod} / \gamma_M = 15{,}8$ kN x 0,9 / 1,3 = 10,9 kN

Weryfikacja nośności połączenia dla sił F_1:

$$\frac{F_{1,d}}{R_{1,d}} = \frac{4{,}8kN}{6{,}1kN} = 0{,}79$$

Weryfikacja nośności połączenia dla sił $F_{2/3}$:

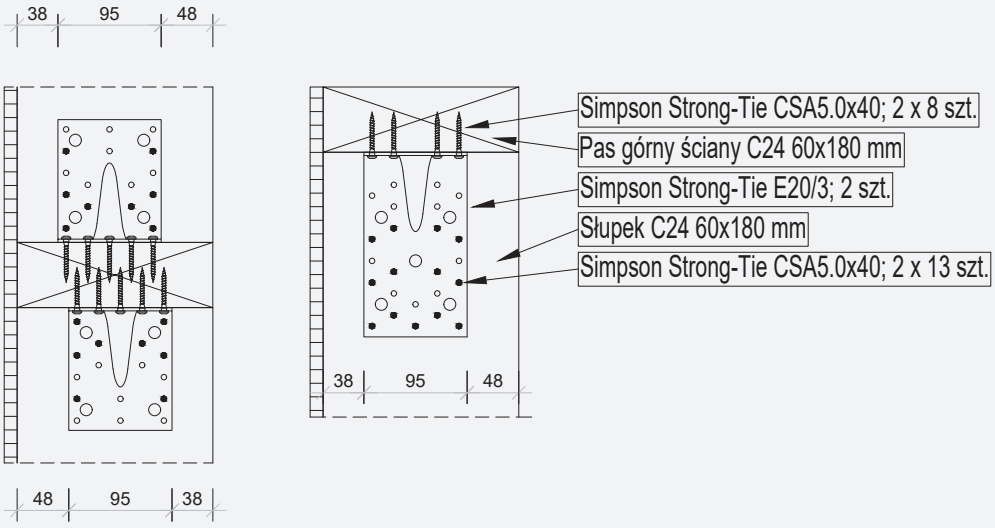
$$\frac{F_{2/3,d}}{R_{2/3,d}} = \frac{3{,}1\text{kN}}{10{,}9kN} = 0{,}28$$

Weryfikacja nośności połączenia przy interakcji sił F_1 oraz $F_{2/3}$:

$$\left(\frac{F_{1,d}}{R_{1,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{2/3,d}}{R_{2/3,d}}\right)^2 = \left(\frac{4{,}8kN}{6{,}1kN}\right)^2 + \left(\frac{3{,}1\text{kN}}{10{,}9kN}\right)^2 = (0{,}79)^2 + (0{,}28)^2 = 0{,}70 < 1$$

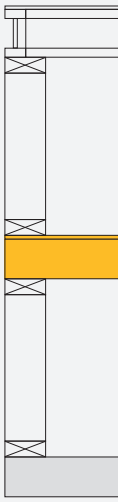
Stan graniczny nośności połączenia został zachowany.

Geometria
Geometrię połączenia słupków ścian piętra z pasem górnym, gdzie wykorzystano parę kątowników E20/3, przedstawiono na rysunku 21 poniżej. Taką samą formę połączenia przewiduje się na styku słupków z pasem dolnym ściany piętra.



Rysunek 21. Detal połączenia pasa górnego ściany piętra ze słupkami ściany

III. Analiza sztywności przestrzennej parteru



1. Wyznaczenie siły wypadkowej oddziaływania wiatru na strop między kondygnacyjny

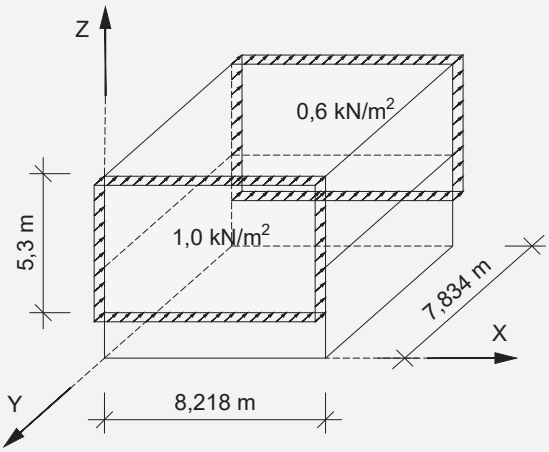
Kierunek Y

Charakterystyczna siła wypadkowa:

$F_{w.y.ST1.k}$ = 8,218 m x 5,3 m x (1,0 kN/m^2 + 0,6 kN/m^2) = 43,56 m^2 x 1,6 kN/m^2 = 69,7 kN

Obliczeniowa siła wypadkowa:

$F_{w.y.ST1.d}$ = 69,7 kN x 1,5 = 104,6 kN

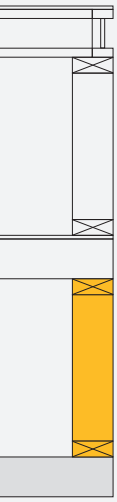


Rysunek 22. Powierzchnia spływu obciążeń poziomych na strop między kondygnacyjny na kierunku Y

gdzie:
Szerokość spływu obciążeń 8,212 m stanowi szerokość budynku wraz z warstwami wykończeniowymi.
Wysokość spływu obciążeń na strop między kondygnacyjny 5,3 m (patrz rysunek 22) wynika z sumy kolejno:

1) Połowy wysokości słupka dolnej kondygnacji (2,78 m / 2),
2) Wysokości pasa górnego ściany parteru (0,06 m)
3) Wysokości belek stropu międzykondygnacyjnego (0,22 m)
4) Grubości płyty poszycia stropu międzykondygnacyjnego (0,022 m),
5) Wysokości pasa dolnego ściany piętra (0,06 m)
6) Wysokości słupka górnej kondygnacji (2,78 m),
7) Wysokości pasa górnego ściany piętra (0,06 m)
8) Wysokości belek stropodachu (0,50 m),
9) Grubości płyty poszycia stropodachu (0,022 m),
10) Grubości warstw wykończeniowych (0,20 m).

tj.: 2,78 m / 2 + 0,06 m + 0,22 m + 0,022 m + 0,06 m + 2,78 m + 0,06 m + 0,50 m + 0,022 m + 0,20 m = 5,314 m ≈ 5,3 m



Kierunek X

Charakterystyczna siła wypadkowa:

$F_{w.x.ST1.k}$ = 7,834 m x 5,3 m x (1,0 kN/m^2 + 0,6 kN/m^2) = 41,52 m^2 x 1,6 kN/m^2 = 66,4 kN

Obliczeniowa siła wypadkowa:

$F_{w.x.ST1.d}$ = 66,4 kN x 1,5 = 99,6 kN

2. Nośności poziome ścian usztywniających parteru (iteracja 1)

Nośność obliczeniowa pojedynczego panelu ściennego szerokości 1,25 m o rozstawie łączników (gwoździ CLNG2.8x48) 75 mm wynosi:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{(1{,}2 \cdot 0{,}537kN) \cdot 1{,}25m \cdot 0{,}86}{0{,}075m} = 9{,}23\ kN$$

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{(1{,}2 \cdot 0{,}537kN) \cdot 0{,}84m \cdot 0{,}58}{0{,}075m} = 4{,}18\ kN$$

c_i = 0,84 m / 1,45 m = 0,86, ponieważ b_i = 1,25 m < b_0 = h/2 = 2,90 m / 2 = 1,45 m, zgodnie z (9.22) PN-EN 1995-1-1.

Nośności poszczególnych paneli i tarcz ściennych parteru (dla iteracji 1) przedstawiono w poniższych tabelach 13-17.

Tablica 13. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc1/1 (kierunek Y) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	1	1,25	75	1	9,23
	2	1,25	75	1	9,23
	3	1,25	75	1	9,23
	4	1,25	75	1	9,23
	5	1,25	75	1	9,23
	6	1,25	75	1	9,23
	Σ	7,5			55,38

Tablica 14. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc2/1 (kierunek Y) – iteracja 1

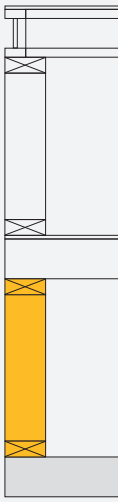
Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.2/1}$	1	0,840	75	1	4,18
$S_{u2.2/1}$	2	1,25	75	1	9,23
	Σ	7,5			13,41

Tablica 15. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc3/1 (kierunek X) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.3/1}$	1	1,25	75	1	9,23
	2	1,25	75	1	9,23
$S_{u2.3/1}$	1	1,25	75	1	9,23
	Σ	3,75			27,69

Tablica 16. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc4/1 (kierunek X) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.4/1}$	1	1,25	75	1	9,23
	2	1,25	75	1	9,23
	3	1,25	75	1	9,23
	4	1,25	75	1	9,23
	5	1,25	75	1	9,23
	6	1,25	75	1	9,23
	Σ	7,5			55,38



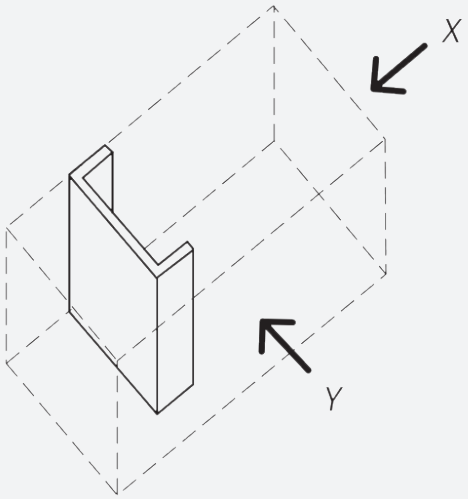
Tablica 17. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc5/1 (kierunek X) – iteracja 1

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.2/1}$	1	1,25	75	2	18,46
	Σ	1,25			18,46

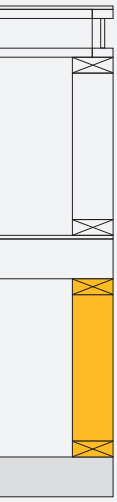
3. Rozdział obciążeń na ściany parteru (iteracja 1)

W przypadku niesymetrycznego układu ścian usztywniających, oprócz przemieszczeń wynikających z bezpośredniego ścinania, powstają przemieszczenia i siły wynikające ze skręcenia układu. Wynika to z mimośrodowo przyłożonej siły obciążającej względem środka ciężkości układu ścian usztywniających.

Uwzględnienie tych efektów pozwala na analizę i rozdział sił poziomych przy minimalnej ilości ścian równej 3 szt. jak w układzie na rysunku 23 poniżej, dla których możliwe jest udowodnienie stateczności przy przyjęciu dowolnego kierunku oddziaływania sił.



Rysunek 23. Układ ścian usztywniających w kształcie ceownika (Eric Borgström,2016)



Rozdział obciążeń dla ścian usztywniających parteru przeprowadzono metodą sztywnościowo-geometryczną. W metodzie sztywnościowo-geometrycznej uwzględniana jest zarówno pozycja ściany jak i jej podatność (sztywność). W przypadku obiektów posiadających niesymetryczny układ ścian usztywniających, pod wpływem obciążeń poziomych występuje skręcanie budynku, powodujące zwiększenie lub zmniejszenie wartości obciążenia przypadającego na poszczególne ściany usztywniające. Dlatego też w celu otrzymania dokładniejszego odwzorowania rozdziału obciążeń na ściany istotnym czynnikiem jest tzw. efekt skręcania budynku.

Zastępcza sztywność ścian parteru (iteracja 1)

W pierwszej kolejności konieczne jest ustalenie sztywności (podatności) poszczególnych ścian usztywniających.
Na potrzeby rozdziału obciążeń możliwe jest przyjęcie zastępczej wartości sztywności ścian (Miedziałowski, Malesza, 2006).

$$K_i = \frac{F_{i,v,Rd}}{H/500}$$

gdzie:
$F_{i,v,Rd}$ – nośność tarczy;
H/500 – graniczne przemieszczenie tarczy.

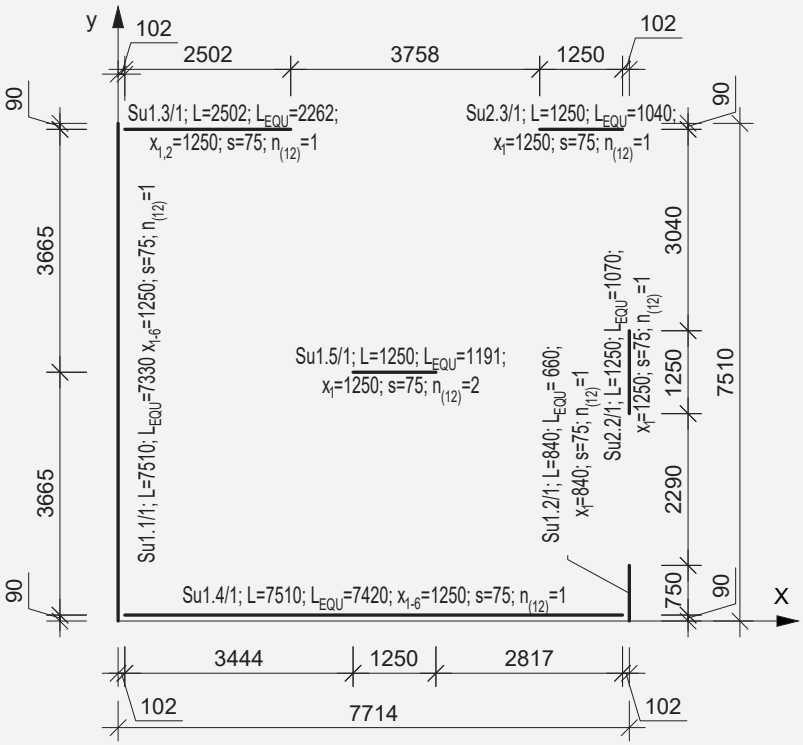
Tablica 18. Sztywności zastępcze K_i tarcz usztywniających na kierunku Y (iteracja 1)

Tarcza	L_i [m]	H [m]	$F_{i,v,Rd}$ [kN]	K_i [kN/m]
$S_{u1.1/1}$	7,5	2,9	55,38	9548,3
$S_{u1.2/1}$	0,84	2,9	4,18	720,7
$S_{u2.2/1}$	1,25	2,9	9,23	1591,4

Tablica 19. Sztywności zastępcze K_i tarcz usztywniających na kierunku X (iteracja 1)

Tarcza	L_i [m]	H [m]	$F_{i,v,Rd}$ [kN]	K_i [kN/m]
$S_{u1.3/1}$	2,5	2,9	18,46	3182,8
$S_{u2.3/1}$	1,25	2,9	9,23	1591,4
$S_{u1.4/1}$	7,5	2,9	55,38	9548,3
$S_{u1.5/1}$	1,25	2,9	18,46	3182,8

Dane geometryczne układu (iteracja 1)
Na poniższym rysunku 24 przedstawiono schemat rozmieszczenia ścian usztywniających parteru. Dla przyjętego układu współrzędnych należy określić podstawowe dane geometryczne, takie jak środek ciężkości skręcania oraz wartości mimośrodów sił wypadkowych oddziaływania wiatru. W tablicy 20 zawarto współrzędne środków geometrycznych ścian, przydane dla wyznaczenia środka ciężkości skręcania.



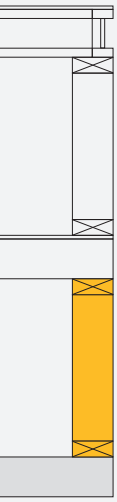
Rysunek 24. Schemat ścian usztywniających parteru (iteracja 1)

gdzie:
SuX/Y – nazwa płyty ściennej usztywniającej,
dla której: X - numeracja kolejna, Y - numer kondygnacji;
L – długość płyty ściennej usztywniającej [mm];
LEQU – ramie sił dla doboru złącza kotwiącego [mm];
x1-n – długości kolejnych n paneli ściennych wchodzących w skład płyty ściennej [mm];
s – rozstaw łączników łączących płytę (bądź płyty) poszycia z ramą ściany [mm];
n(t) – ilość płyt poszycia grubości t [mm].

Tablica 20. Współrzędne środków geometrycznych ścian [x_s; y_s] względem przyjętego układu współrzędnych [x; y]:

Tarcza	L_i [m]	x_s [m]	y_s [m]
$S_{u1.1/1}$	7,5	0	3,710
$S_{u1.2/1}$	0,84	7,714	0,420
$S_{u2.2/1}$	1,25	7,714	3,755
$S_{u1.3/1}$	2,5	1,353	7,420
$S_{u2.3/1}$	1,25	6,987	7,420
$S_{u1.4/1}$	7,5	3,857	0,090
$S_{u1.5/1}$	1,25	4,710	3,755

W pierwszym kroku należy określić środek skręcania układu ścian usztywniających $s_0 = [x_0, y_0]$.



$$x_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i{}^y \cdot x_i)}{\sum_{i=1}^{n} K_i{}^y}$$

$$y_o = \frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i{}^x \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^{n} K_i{}^x}$$

gdzie:

K_i^x – sztywność i-tej ściany równoległej do kierunku x;

K_i^y – sztywność j-tej ściany równoległej do kierunku y;

x_i – odległość od początku przyjętego układu współrzędnych do środka ciężkości ściany na kierunku x;

y_i – odległość od początku przyjętego układu współrzędnych do środka ciężkości ściany na kierunku y.

$$x_0 = \frac{9548{,}3\frac{kN}{m} \cdot 0m + 720{,}7\frac{kN}{m} \cdot 7{,}714m + 1591{,}4\frac{kN}{m} \cdot 7{,}714m}{9548{,}3\frac{kN}{m} + 720{,}7\frac{kN}{m} + 1591{,}4\frac{kN}{m}} =$$

$$= \frac{0kN + 5559{,}5kN + 12276{,}1kN}{11860{,}4\ kN/m} = 1{,}504m$$

$$y_0 = \frac{3182{,}8\frac{kN}{m} \cdot 7{,}420m + 1591{,}4\frac{kN}{m} \cdot 7{,}420m + 3182{,}8\frac{kN}{m} \cdot 3{,}755m + 9548{,}3\frac{kN}{m} \cdot 0{,}090m}{3182{,}8\frac{kN}{m} + 1591{,}4\frac{kN}{m} + 3182{,}8\frac{kN}{m} + 9548{,}3\frac{kN}{m}}$$

$$= \frac{23616{,}4kN + 11808{,}2kN + 11951{,}4kN + 859{,}3kN}{17505{,}3\ kN/m} = 2{,}755m$$

Mimośród siły wypadkowej e_x, e_y na poszczególnych kierunkach x oraz y będzie równy:

$$e_x = \left|\frac{L_x}{2} - x_0\right|$$

$$e_y = \left|\frac{L_y}{2} - y_0\right|$$

gdzie:

L_x; L_y – długość budynku na kierunku odpowiednio x, y;

$$e_x = \left|\frac{7{,}714m}{2} - 1{,}401m\right| = |3{,}857m - 1{,}504m| = 2{,}353m$$

$$e_y = \left|\frac{7{,}510m}{2} - 2{,}755m\right| = |3{,}755m - 2{,}755m| = 1m$$

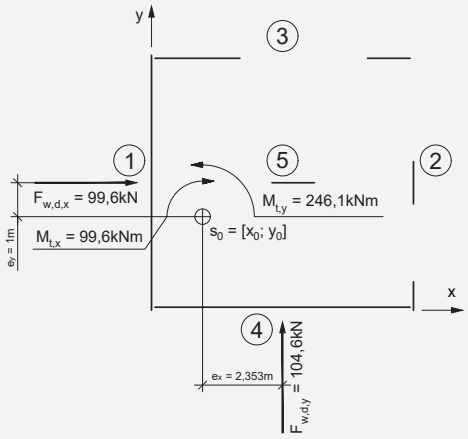
Obciążenia układu ścian usztywniających parteru (iteracja 1)

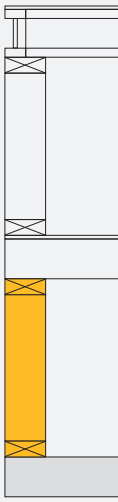
Moment skręcający wywołany mimośrodem siły wypadkowej oddziaływania wiatru wynosi:

$$M_{t,x} = \mathrm{F_{w.x.ST1.d}} \cdot e_y = 99{,}6\mathrm{kN} \cdot 1\mathrm{m} = 99{,}6\mathrm{kNm}$$

$$M_{t,y} = \mathrm{F_{w.y.ST1.d}} \cdot e_x = 104{,}6\mathrm{kN} \cdot 2{,}353\mathrm{m} = 246{,}1\mathrm{kNm}$$

Schemat obciążenia układu ścian usztywniających przedstawiono na poniższym rysunku 25.





Rysunek 25. Układ sił obciążających ściany parteru (iteracja 1)

Efekty skręcania (iteracja 1)

Odległości geometrycznych środków ciężkości poszczególnych tarcz względem środka skręcania układu przedstawiono w poniższych tabelach.

Tablica 21. Odległości x_i^0 – kierunek Y (iteracja 1)

Tarcza	K_i [kN/m]	x_s [m]	x_0 [m]	$x_i^0=\lvert x_s-x_0\rvert$
$S_{u1.1/1}$	9548,3	0	1,504	1,504
$S_{u1.2/1}$	720,7	7,714		6,210
$S_{u2.2/1}$	1591,4	7,714		6,210

Tablica 22. Odległości y_i^0 – kierunek X (iteracja 1)

Tarcza	K_i [kN/m]	y_s [m]	y_0 [m]	$y_i^0=\lvert y_s-y_0\rvert$
$S_{u1.3/1}$	3182,8	7,420	2,755	4,665
$S_{u2.3/1}$	1591,4	7,420		4,665
$S_{u1.4/1}$	9548,3	0,090		2,665
$S_{u1.5/1}$	3182,8	3,755		1

Biegunowy moment bezwładności określa się według:

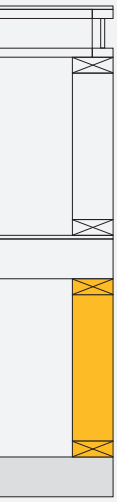
$$J_0 = \sum_{i=1}^{n} K_i{}^y \cdot (x_i{}^0)^2 + \sum_{i=1}^{n} K_i{}^x \cdot (y_i{}^0)^2$$

gdzie:
y_i^0 – odległość od punktu środka skręcania układu do środka ciężkości i-tej ściany na kierunku y
x_i^0 – odległość od punktu środka skręcania układu do środka ciężkości i-tej ściany na kierunku x;

$$J_{0,y} = 9548{,}3kN/m \cdot (1{,}504m)^2 + 720{,}7kN/m \cdot (6{,}210m)^2 + 1591{,}4kN/m \cdot (6{,}210m)^2 = 110762{,}5kNm$$

$$J_{0,x} = 3182{,}8kN/m \cdot (4{,}665m)^2 + 1591{,}4kN/m \cdot (4{,}665m)^2 + 9548{,}3kN/m \cdot (2{,}665m)^2 + 3182{,}8kN/m \cdot (1m)^2 = 174894{,}2kNm$$

$$J_0 = J_{0,y} + J_{0,x} = 110762{,}5kNm + 174894{,}2kNm = 285656{,}7kNm$$



Przyrost sił poprzecznych w ścianach wywołany momentem skręcającym działania wypadkowej siły określa poniższa zależność

$$F_i^{\,x} = \pm K_i \cdot \frac{M_{t,x}}{J_0} \cdot z_i^{\,0};\ F_i^{\,y} = \pm K_i \cdot \frac{M_{t,y}}{J_0} \cdot z_i^{\,0}$$

gdzie:

z_i^0 – przyjmuje wartość x_i^0 lub y_i^0 w zależności od orientacji ściany.

Tablica 23. Przyrosty sił $F_{i,y}^{\,j}$ dla poszczególnych tarcz – kierunek Y (iteracja 1)

Tarcza	K_i [kN/m]	$M_{t,y}$ [kNm]	J_0 [kNm]	$z_{ix}^0=x_s-x_0$	$z_{iy}^0=y_s-y_0$	$F_{i,y}^{\,j}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	9548,3			-1,504		-12,37
$S_{u1.2/1}$	720,7			6,21		3,85
$S_{u2.2/1}$	1591,4			6,21		8,51
$S_{u1.3/1}$	3182,8	246,1	285782		4,665	12,79
$S_{u2.3/1}$	1591,4				4,665	6,39
$S_{u1.4/1}$	9548,3				-2,665	-21,91
$S_{u1.5/1}$	3182,8				1	2,74

Tablica 24. Przyrosty sił $F_{i,x}^{\,j}$ dla poszczególnych tarcz – kierunek X (iteracja 1)

Tarcza	K_i [kN/m]	$M_{t,x}$ [kNm]	J_0 [kNm]	$z_{ix}^0=x_s-x_0$	$z_{iy}^0=y_s-y_0$	$F_{i,x}^{\,j}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	9548,3			-1,504		-5,00
$S_{u1.2/1}$	720,7			6,21		1,56
$S_{u2.2/1}$	1591,4			6,21		3,44
$S_{u1.3/1}$	3182,8	99,6	285782		4,665	5,17
$S_{u2.3/1}$	1591,4				4,665	2,59
$S_{u1.4/1}$	9548,3				-2,665	-8,87
$S_{u1.5/1}$	3182,8				1	1,11

Sprawdzenie poprawności obliczeń

$$\sum_{i=1}^{n} F_{i,y}^{\,j} = -12{,}37 + 3{,}85 + 8{,}51 + 12{,}79 + 6{,}39 - 21{,}91 + 2{,}74 = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n} F_{i,x}^{\,j} = -5{,}00 + 1{,}56 + 3{,}44 + 5{,}17 + 2{,}59 - 8{,}87 + 1{,}11 = 0$$

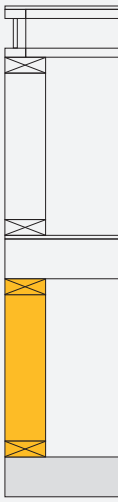
Rozdział sztywnościowy (iteracja 1)

Rozdział sztywnościowy polega na rozdziale obciążeń proporcjonalnie do sztywności poszczególnych podpór.
Siła i-tej ściany przy rozdziale sztywnościowym:

$$F_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot W$$

Tablica 25. Wyniki rozdziału sztywnościowego na kierunku Y (iteracja 1)

Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,y}$ [kN]	F_i [kN]
$S_{u1.1/1}$	9548,3	104,6	84,2
$S_{u1.2/1}$	720,7		6,4
$S_{u2.2/1}$	1591,4		14,0



Tablica 26. Wyniki rozdziału sztywnościowego na kierunku X (iteracja 1)

Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,x}$ [kN]	F_i [kN]
$S_{u1.3/1}$	3182,8	99,6	18,1
$S_{u2.3/1}$	1591,4		9,1
$S_{u1.4/1}$	9548,3		54,3
$S_{u1.5/1}$	3182,8		18,1

Rozdział wynikowy (iteracja 1)

Ostatecznie siła przypadająca na poszczególną ścianę jest sumą reakcji F_i wynikającej z równoległych przemieszczeń oraz reakcji F_i^j wynikającej z obrotu tarczy stropowej względem środka ciężkości skręcania budynku s_0.

$$F_i^s = F_i + F_i^j$$

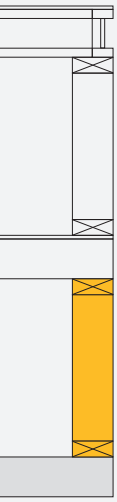
Tablica 27. Sumy rozdziałów sztywnościowych i sztywnościowo-geometrycznych $F_{i,y}^s$ - kierunek Y (iteracja 1)

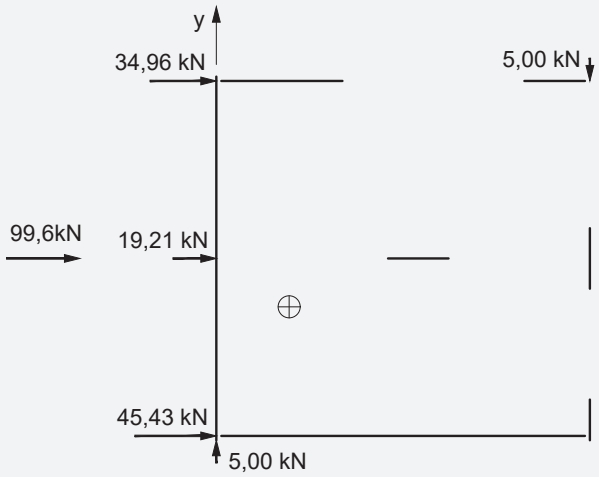
Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,y}$ [kN]	F_i [kN]	$F_{i,y}^j$ [kN]	$F_{i,y}^s$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	9548,3	104,6	84,2	-12,37	71,83
$S_{u1.2/1}$	720,7		6,4	3,85	10,25
$S_{u2.2/1}$	1591,4		14,0	8,51	22,51
$S_{u1.3/1}$	3182,8		0	12,79	12,79
$S_{u2.3/1}$	1591,4		0	6,39	6,39
$S_{u1.4/1}$	9548,3		0	-21,91	-21,91
$S_{u1.5/1}$	3182,8		0	2,74	2,74

Tablica 28. Sumy rozdziałów sztywnościowych i sztywnościowo-geometrycznych $F_{i,x}^s$ - kierunek X (iteracja 1)

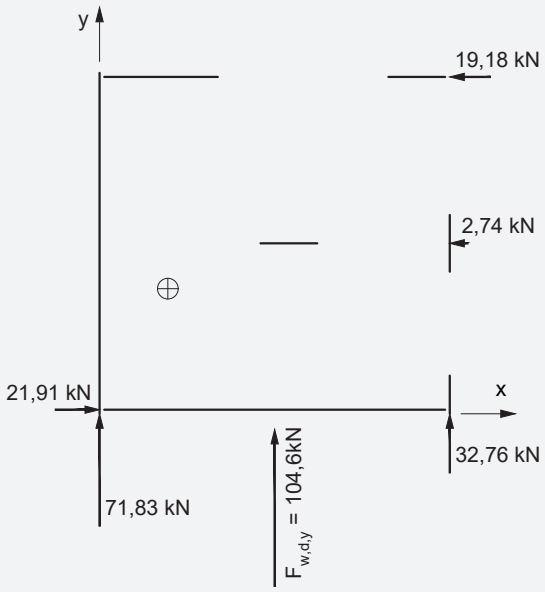
Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,x}$ [kN]	F_i [kN]	$F_{i,x}^j$ [kN]	$F_{i,x}^s$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	9548,3	99,6	0	-5,00	-5,00
$S_{u1.2/1}$	720,7		0	1,56	1,56
$S_{u2.2/1}$	1591,4		0	3,44	3,44
$S_{u1.3/1}$	3182,8		18,1	5,17	23,27
$S_{u2.3/1}$	1591,4		9,1	2,59	11,69
$S_{u1.4/1}$	9548,3		54,3	-8,87	45,43
$S_{u1.5/1}$	3182,8		18,1	1,11	19,21

Schematy obciążeń poszczególnych ścian przedstawiono na poniższych rysunkach 26 oraz 27.





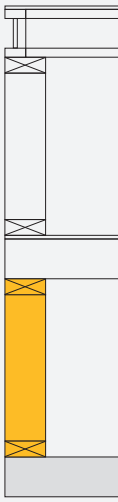
Rysunek 26. Układ sił obciążających poszczególne ściany usztywniające parteru przy oddziaływaniu wiatrem na kierunku X (iteracja 1)



Rysunek 27. Układ sił obciążających poszczególne ściany usztywniające parteru przy oddziaływaniu wiatrem na kierunku Y (iteracja 1)

Wartości maksymalne obciążeń tarcz (iteracja 1)

$$F_i^s = max\ (|F_{i,y}^j|, |F_{i,x}^j|)$$



W poniższej tablicy 26 zestawiono maksymalne wartości obciążenia F_i^s z pośród obciążeń na kierunkach X oraz Y dla każdej z tarcz ściennych.

Tablica 29. Wartości maksymalne obciążeń obliczeniowych poszczególnych tarcz ściennych F_i^s (iteracja 1)

Tarcza	$F_{i,y}^s$ [kN]	$F_{i,x}^s$ [kN]	F_i^s [kN]
$S_{u1.1/1}$	71,83	-5,00	**71,83**
$S_{u1.2/1}$	10,25	1,56	**10,25**
$S_{u2.2/1}$	22,51	3,44	**22,51**
$S_{u1.3/1}$	12,79	23,27	**23,27**
$S_{u2.3/1}$	6,39	11,69	**11,69**
$S_{u1.4/1}$	-21,91	45,43	**45,43**
$S_{u1.5/1}$	2,74	19,21	**19,21**

4. Weryfikacja nośności tarcz ściennych parteru (iteracja 1)

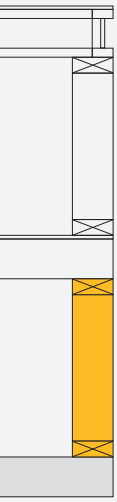
Zestawienie wyników

Nośności tarcz ściennych porównano z maksymalnymi wartościami obciążeń wyznaczonych na bazie metody sztywnościowo-geometrycznej F_i^s – patrz tablica 30 poniżej.

Tablica 30. Zestawienie nośności poszczególnych tarcz ściennych z przypadającym obciążeniem (iteracja 1)

Tarcza	$F_{i,v,Ed} = F_i^s$ [kN]		$F_{i,v,Rd}$ [kN]	$F_{i,v,Ed} / F_{i,v,Rd}$
$S_{u1.1/1}$	71,83	>	55,38	1,30
$S_{u1.2/1}$	10,25	>	4,18	2,45
$S_{u2.2/1}$	22,51	>	9,23	2,44
$S_{u1.3/1}$	23,27	>	18,46	1,26
$S_{u2.3/1}$	11,69	>	9,23	1,27
$S_{u1.4/1}$	45,43	<	55,38	0,82
$S_{u1.5/1}$	19,21	>	18,46	1,04

Analiza sztywności przestrzennej często wymaga iteracyjnego podejścia do weryfikacji nośności tarcz ściennych. Wynika to z rozdziału obciążeń na bazie sztywności poszczególnych tarcz, a w związku z powyższym, założenia co do budowy ścian są przyjmowane jeszcze przed określeniem sił oddziaływujących na ściany.
Celem określenia orientacyjnego poziomu wytężenia globalnego tarcz można posłużyć się metodą wstępnej weryfikacji nośności, przedstawioną poniżej. Pozwala ona na szacunkowe określenie ewentualnych braków w nośności i naniesienie korekt w założeniach co do formy tarcz, choćby w rozstawie zszywek, bowiem już na jej bazie widoczne są duże braki w nośności rozpatrywanego układu. Stosując metodę wstępnej weryfikacji należy mieć na uwadze fakt, iż wyniki te byłyby miarodajne w przypadku stosowania rozdziału obciążeń metodą sztywnościową, tj. wprost proporcjonalnie do sztywności poszczególnych przegród, którą traktuje się za zbyt mało dokładną. Metoda sztywnościowo-geometryczna, uwzględniająca możliwość obrotu tarczy stropowej przy braku symetryczności układu, prowadzą do wyników bliższych warunkom rzeczywistym, a te często bywają dalekie od wyidealizowanego rozdziału sztywnościowego.



W związku z powyższym weryfikacja wstępna może być jedynie narzędziem pomocniczym w ustalaniu danych wejściowych, natomiast nie powinna być metodą weryfikacji końcowej, tj. taką, na bazie której weryfikowana i aprobowana jest ostateczna forma konstrukcji.

Weryfikacja wstępna nośności poziomych ścian usztywniających parteru (iteracja 1)

Wstępna, pomocnicza weryfikacja nośności polega na porównaniu sumy obciążeń z sumą nośności ścian na danym kierunku.

$$\sum F_{i,v,Rd} \geq F_{w,d}$$

Kierunek Y

$\Sigma F_{y,v,Rd}$ = 55,38 kN + 13,41 kN = 68,79 kN < $F_{w,y,ST1.d}$ = 104,6 kN

Sumaryczna nośność ścian usztywniających jest dużo mniejsza od siły obciążającej!

Kierunek X

$\Sigma F_{x,v,Rd}$ = 27,69 kN + 55,38 kN + 18,46 kN = 101,53 kN > $F_{w,x,ST1.d}$ = 99,6 kN

Sumaryczna nośność ścian usztywniających co prawda jest większa od siły obciążającej, natomiast przy tak dużym wytężeniu 98%, istnieje ryzyko nie spełnienia SGN dla którejś z tarcz przy ich szczegółowej analizie.

Wnioski do iteracji 2

System usztywnienia kondygnacji parteru wymaga wprowadzenia dodatkowych zabiegów zwiększających nośność układu.

Iteracja 1 dała dużo informacji co do braków w nośnościach poszczególnych przegród. Na ich bazie zdecydowano o zastosowaniu poszycia z drugiej strony ram ściennych dla ścian Sc1/ oraz Sc2/1. Dla ściany Sc2/1 oraz Sc5/1 zmieniono grubość poszycia z 12 mm na 18 mm i zastosowano łącznik o większej długości CLNG2.8x70 w zmniejszonym rozstawie 50/100 mm. Rozstaw 50/100 mm zastosowano również dla ścian Sc1/1 oraz Sc2/1. Zestawienie zmian wprowadzonych do iteracji 2 oraz poziom spodziewanych w związku z tym zysków (na bazie kalkulacji szacunkowych), przedstawiono poniżej w tablicy 31.

Tabela 31. Przewidywania zmian nośności ścian usztywniających parteru w iteracji 2

Ściana	Tarcza	$F_{i,v,Ed}$ [kN]		$F_{i,v,Rd}$ [kN]	$F_{i,v,Rd}$ - $F_{i,d}$ [kN]	Poziom spodziewanych zysków			Suma zysków	Bilans
						(1)	(2)	(3)		
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	71,83	>	55,38	-16,45			+27,69	+27,69	+11,24
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	10,25	>	4,18	-19,35	+13,41	+16,31	+13,41	+43,13	+23,78
	$S_{u2.2/1}$	22,51	>	9,23						
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	23,27	>	18,46	-7,27	+27,69			+27,69	+20,42
	$S_{u2.3/1}$	11,69	>	9,23						
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	45,43	<	55,38	9,95				0	+9,95
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	19,21	>	18,46	-0,75		+5,04	+11,75	+12,9	+12,15
Suma braków (suma wartości ujemnych)					-43,82	Suma zysków			+95,10	+77,54

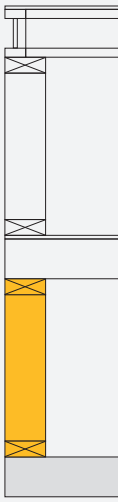
gdzie:

(1) Zyski wynikające z dodatkowego poszycia zewnętrznej strony ściany;

(2) Zyski wynikające z zastosowania grubszej płyty poszycia 18 mm oraz dłuższych łączników długości 70 mm;

(3) Zyski wynikające z zagęszczenia rozstawów łączników do 50/100 mm.

5. Nośności poziome ścian usztywniających parteru (iteracja 2)



Nośność obliczeniowa panelu ściennego szerokości 1,25 m oraz 0,84 m, uwzględniające poszycie z płyty OSB/3 gr. 12 mm, o rozstawie łączników 50 mm wynosi:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{(1{,}2\ \cdot 0{,}537kN) \cdot 1{,}25m \cdot 0{,}86}{0{,}050m} = 13{,}85\ kN$$

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{(1{,}2\ \cdot 0{,}537kN) \cdot 0{,}84m \cdot 0{,}58}{0{,}050m} = 6{,}28\ kN$$

Nośność obliczeniowa panelu ściennego szerokości 1,25 m oraz 0,84 m, uwzględniające poszycie z płyty OSB/3 gr. 18 mm, mocowane łącznikami CLNG2.8x70 w rozstawie 50 mm wynosi:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{(1{,}2\ \cdot 0{,}684kN) \cdot 1{,}25m \cdot 0{,}86}{0{,}050m} = 17{,}64\ kN$$

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} = \frac{(1{,}2\ \cdot 0{,}684kN) \cdot 0{,}84m \cdot 0{,}58}{0{,}050m} = 8{,}00\ kN$$

Tablica 32. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc1/1 (kierunek Y) – iteracja 2

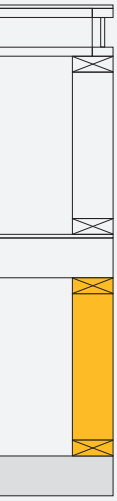
Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	$F_{f,Rd}$ [kN]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	1	1,25	50	0,537	1	13,85
	2	1,25	50	0,537	1	13,85
	3	1,25	50	0,537	1	13,85
	4	1,25	50	0,537	1	13,85
	5	1,25	50	0,537	1	13,85
	6	1,25	50	0,537	1	13,85
	Σ	7,5				83,1

Tablica 33. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc2/1 (kierunek Y) – iteracja 2

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	$F_{f,Rd}$ [kN]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.2/1}$	1	0,840	50	0,684	2	16,00
$S_{u2.2/1}$	2	1,25	50	0,684	2	35,28
	Σ	7,5				51,28

Tablica 34. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc3/1 (kierunek Y) – iteracja 2

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	$F_{f,Rd}$ [kN]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.3/1}$	1	1,25	75	0,537	2	18,46
	2	1,25	75	0,537	2	18,46
$S_{u2.3/1}$	1	1,25	75	0,537	2	18,46
	Σ	3,75				55,38



Tablica 35. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc4/1 (kierunek X) – iteracja 2

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	$F_{f,Rd}$ [kN]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.4/1}$	1	1,25	75	0,537	1	9,23
	2	1,25	75	0,537	1	9,23
	3	1,25	75	0,537	1	9,23
	4	1,25	75	0,537	1	9,23
	5	1,25	75	0,537	1	9,23
	6	1,25	75	0,537	1	9,23
	Σ	7,5				55,38

Tablica 36. Nośności paneli ściennych $F_{i,v,Rd}$ dla ściany Sc5/1 (kierunek X) – iteracja 2

Tarcza	Panel	b_i [m]	s [mm]	$F_{f,Rd}$ [kN]	n_i	$F_{i,v,Rd}$ [kN]
$S_{u1.2/1}$	1	1,25	50	0,684	2	35,28
	Σ	1,25				35,28

6. Rozdział obciążeń na ściany parteru (iteracja 2)

Zastępcza sztywność ścian parteru (iteracja 2)

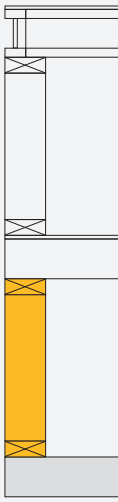
Tablica 37. Sztywności zastępcze K_i tarcz usztywniających na kierunku Y (iteracja 2)

Tarcza	L_i [m]	H [m]	$F_{i,v,Rd}$ [kN]	K_i [kN/m]
$S_{u1.1/1}$	7,5	2,9	83,10	14328
$S_{u1.2/1}$	0,84	2,9	16,00	2759
$S_{u2.2/1}$	1,25	2,9	35,28	6083
Suma				23170

Tablica 38. Sztywności zastępcze K_i tarcz usztywniających na kierunku X (iteracja 2)

Tarcza	L_i [m]	H [m]	$F_{i,v,Rd}$ [kN]	K_i [kN/m]
$S_{u1.3/1}$	2,5	2,9	36,92	6366
$S_{u2.3/1}$	1,25	2,9	18,46	3183
$S_{u1.4/1}$	7,5	2,9	55,38	9548
$S_{u1.5/1}$	1,25	2,9	35,28	6083
Suma				25180

Rozdział obciążeń na ściany parteru metodą sztywnościowo-geometryczną (iteracja 2)
Środek skręcania układu ścian usztywniających $s_0 = [x_0, y_0]$.



$$x_0 = \frac{14328\frac{kN}{m}\cdot 0m + 2759\frac{kN}{m}\cdot 7{,}714m + 6083\frac{kN}{m}\cdot 7{,}714m}{23170kN/m} = \frac{0kN + 21283kN + 46924kN}{23170\ kN/m} =$$

$$= 2{,}944m$$

$$y_0 = \frac{6366\frac{kN}{m}\cdot 7{,}420m + 3183\frac{kN}{m}\cdot 7{,}420m + 6083\frac{kN}{m}\cdot 3{,}755m + 9548\frac{kN}{m}\cdot 0{,}090m}{25180kN/m}$$

$$= \frac{47235kN + 23618kN + 22842kN + 859kN}{25180\ kN/m} = 3{,}755m$$

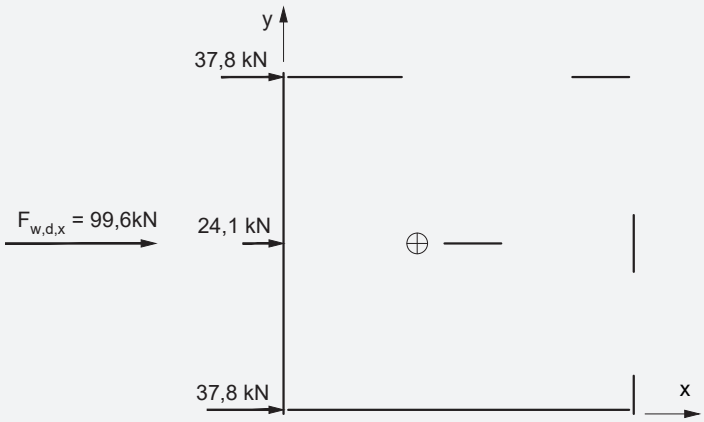
Mimośród siły wypadkowej e_x, e_y:

$$e_x = \left|\frac{7{,}714m}{2} - 2{,}944m\right| = |3{,}857m - 2{,}944m| = 0{,}913m$$

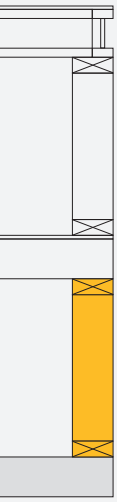
$$e_y = \left|\frac{7{,}510m}{2} - 3{,}755m\right| = |3{,}755m - 3{,}755m| = 0m$$

Moment skręcający wywołany mimośrodem siły:

$$M_{t,x} = F_{w,x,ST1,d}\ x\ e_y = 99{,}6\ kN\ x\ 0m = 0Nm$$
$$M_{t,y} = F_{w,x,ST1,d}\ x\ e_x = 104{,}6\ kN\ x\ 0{,}913m = 95{,}50kNm$$



Rysunek 28. Układ sił obciążających ściany parteru (iteracja 2)



Tablica 39. Odległości x_i^0 – kierunek Y (iteracja 2)

Tarcza	K_i [kN/m]	x_s [m]	x_0 [m]	$x_i^0=\|x_s-x_0\|$
$S_{u1.1/1}$	14328	0	2,944	2,944
$S_{u1.2/1}$	2759	7,714		4,770
$S_{u2.2/1}$	6083	7,714		4,770

Tablica 40. Odległości y_i^0 – kierunek Y (iteracja 2)

Tarcza	K_i [kN/m]	y_s [m]	y_0 [m]	$y_i^0=\|y_s-y_0\|$
$S_{u1.3/1}$	6366	7,420	3,755	3,665
$S_{u2.3/1}$	3183	7,420		3,665
$S_{u1.4/1}$	9548	0,090		3,665
$S_{u1.5/1}$	6083	3,755		0

$$J_{0,y} = 14328kN/m \cdot (2{,}944m)^2 + 2759kN/m \cdot (4{,}770m)^2 + 6083kN/m \cdot (4{,}770m)^2 = 366697kNm$$

$$J_{0,x} = 6366kN/m \cdot (3{,}665m)^2 + 3183kN/m \cdot (3{,}665m)^2 + 9548kN/m \cdot (3{,}665m)^2 + 6083kN/m \cdot (0m)^2 = 256515Nm$$

$$J_0 = J_{0,y} + J_{0,x} = 366697kNm + 256515kNm = 623212kNm$$

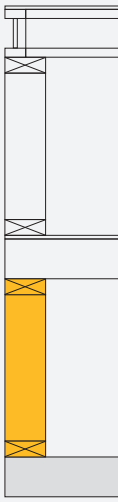
Przyrosty sił poprzecznych $F_{i,y}^{\ j}$ w ścianach, wywołany momentem skręcającym działania wypadkowej siły, przedstawiono w poniższych tabelach.

Tablica 41. Przyrosty sił $F_{i,y}^{\ j}$ dla poszczególnych tarcz – kierunek Y (iteracja 2)

Tarcza	K_i [kN/m]	$M_{t,y}$ [kNm]	J_0 [kNm]	$z_{ix}^0=x_s-x_0$	$z_{iy}^0=y_s-y_0$	$F_{i,y}^{\ j}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	14328	95,5	623212	-2,944		-6,46
$S_{u1.2/1}$	2759			4,770		2,02
$S_{u2.2/1}$	6083			4,770		4,45
$S_{u1.3/1}$	6366				3,665	3,58
$S_{u2.3/1}$	3183				3,665	1,79
$S_{u1.4/1}$	9548				-3,665	-5,36
$S_{u1.5/1}$	6083				0	0,00

Tablica 42. Przyrosty sił $F_{i,y}^{j}$ dla poszczególnych tarcz – kierunek X (iteracja 2)

Tarcza	K_i [kN/m]	$M_{t,x}$ [kNm]	J_0 [kNm]	$z_{ix}^0=x_s-x_0$	$z_{iy}^0=y_s-y_0$	$F_{i,x}^{j}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	14328			-2,944		0,00
$S_{u1.2/1}$	2166			4,770		0,00
$S_{u2.2/1}$	4776			4,770		0,00
$S_{u1.3/1}$	6366	0	623212		3,665	0,00
$S_{u2.3/1}$	3183				3,665	0,00
$S_{u1.4/1}$	9548				-3,665	0,00
$S_{u1.5/1}$	6083				0	0,00



Sprawdzenie poprawności obliczeń

$$\sum_{i=1}^{n} F_{i,y}{}^{j} = -6{,}46 + 2{,}02 + 4{,}45 + 3{,}58 + 1{,}79 - 5{,}36 + 0{,}00 = 0{,}00$$

$$\sum_{i=1}^{n} F_{i,x}{}^{j} = 0{,}00$$

Siła i-tej ściany przy rozdziale sztywnościowym

$$F_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot W$$

Tablica 43. Wyniki rozdziału sztywnościowego na kierunku Y (iteracja 2)

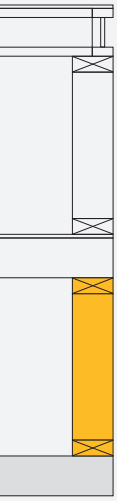
Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,y}$ [kN]	F_i [kN]
$S_{u1.1/1}$	14328		64,7
$S_{u1.2/1}$	2759	104,6	12,5
$S_{u2.2/1}$	6083		27,5

Tablica 44. Wyniki rozdziału sztywnościowego na kierunku X (iteracja 2)

Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,x}$ [kN]	F_i [kN]
$S_{u1.3/1}$	6366		25,2
$S_{u2.3/1}$	3183	99,6	12,6
$S_{u1.4/1}$	9548		37,8
$S_{u1.5/1}$	6083		24,1

Ostatecznie siła przypadająca na poszczególną ścianę jest równa sumie reakcji F_i wynikającej z równoległych przemieszczeń oraz reakcji F_i^j wynikającej z obrotu tarczy stropowej względem środka ciężkości skręcania budynku s_0.

$$F_i^s = F_i + F_i^j$$

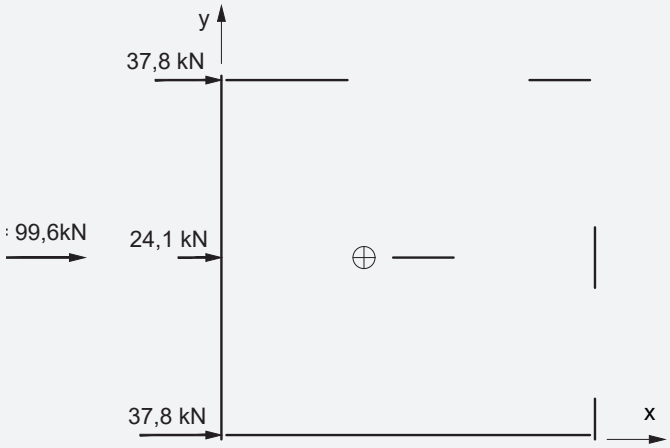


Tablica 45. Sumy rozdziałów sztywnościowych i sztywnościowo-geometrycznych $F_{i,y}^{s}$ - kierunek Y (iteracja 2)

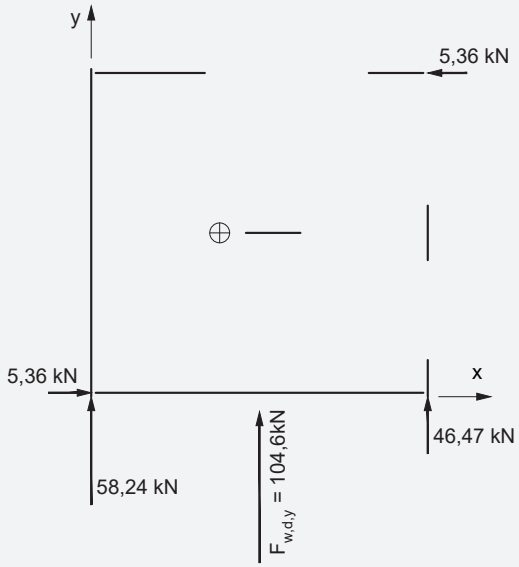
Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,y}$ [kN]	F_i [kN]	$F_{i,y}^{j}$ [kN]	$F_{i,y}^{s}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	14328	104,6	64,7	-6,46	58,24
$S_{u1.2/1}$	2759		12,5	2,02	14,52
$S_{u2.2/1}$	6083		27,5	4,45	31,95
$S_{u1.3/1}$	6366		0	3,58	3,58
$S_{u2.3/1}$	3183		0	1,79	1,79
$S_{u1.4/1}$	9548		0	-5,36	-5,36
$S_{u1.5/1}$	6083		0	0,00	0

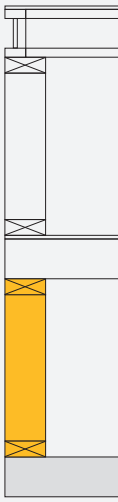
Tablica 46. Sumy rozdziałów sztywnościowych i sztywnościowo-geometrycznych $F_{i,x}^{s}$ - kierunek X (iteracja 2)

Tarcza	K_i [kN/m]	$W_{d,x}$ [kN]	F_i [kN]	$F_{i,x}^{j}$ [kN]	$F_{i,x}^{s}$ [kN]
$S_{u1.1/1}$	14328	99,6	0	0,00	0
$S_{u1.2/1}$	2759		0	0,00	0
$S_{u2.2/1}$	6083		0	0,00	0
$S_{u1.3/1}$	6366		25,2	0,00	25,2
$S_{u2.3/1}$	3183		12,6	0,00	12,6
$S_{u1.4/1}$	9548		37,8	0,00	37,8
$S_{u1.5/1}$	6083		24,1	0,00	24,1



Rysunek 29. Układ sił obciążających poszczególne ściany usztywniające parteru przy oddziaływaniu wiatrem na kierunku X (iteracja 2)





Rysunek 30. Układ sił obciążających poszczególne ściany usztywniające parteru przy oddziaływaniu wiatrem na kierunku Y (iteracja 2)

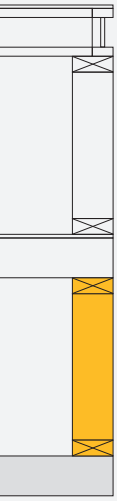
Wartości maksymalne obciążeń tarcz

W poniższej tablicy 47 zestawiono maksymalne wartości obciążenia F_i^s z pośród obciążeń na kierunkach X oraz Y dla każdej z tarcz ściennych.

$$F_i^s = max\,(|F_{i,y}^j|, |F_{i,x}^j|)$$

Tablica 47. Wartości maksymalne obciążeń obliczeniowych F_i^s poszczególnych tarcz ściennych (iteracja 2)

Tarcza	$F_{i,y}^s$ [kN]	$F_{i,x}^s$ [kN]	F_i^s [kN]
$S_{u1.1/1}$	58,24	0	58,24
$S_{u1.2/1}$	14,52	0	14,52
$S_{u2.2/1}$	31,95	0	31,95
$S_{u1.3/1}$	3,58	25,2	25,2
$S_{u2.3/1}$	1,79	12,6	12,6
$S_{u1.4/1}$	-5,36	37,8	37,8
$S_{u1.5/1}$	0	24,1	24,1



7. Weryfikacja nośności tarcz ściennych parteru (iteracja 2)

Zestawienie, weryfikacja i podsumowanie wyników

W poniższej tabeli 48 zestawiono wyniki rozdziału obciążeń na ściany usztywniające parteru oraz porównano je z nośnościami poszczególnych tarcz.

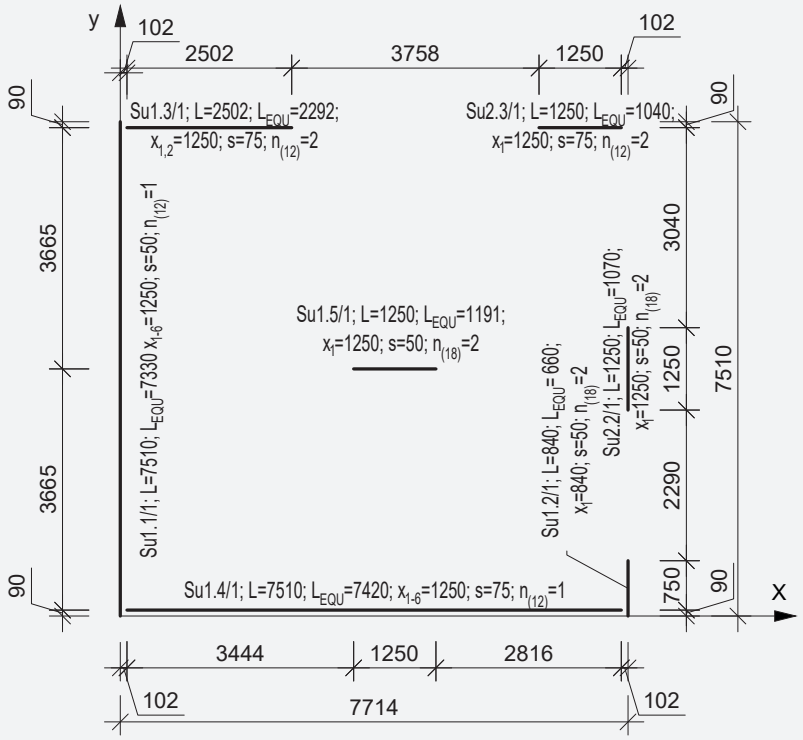
Tablica 48. Zestawienie wyników analizy nośności poziomej tarcz ściennych parteru (iteracja 2)

Ściana	Tarcza	$F_{i,v,Ed} = F_i^s$ [kN]			$F_{i,v,Rd}$ [kN]		$F_{i,v,Ed} / F_{i,v,Rd}$	
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	**58,24**	58,24	<	83,1	83,1	0,70	0,70
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	**14,52**	46,47	<	16	51,28	0,91	0,91
	$S_{u2.2/1}$	**31,95**		<	35,28		0,91	
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	**25,2**	37,8	<	36,92	55,38	0,68	0,68
	$S_{u2.3/1}$	**12,6**		<	18,46		0,68	
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	**37,8**	37,8	<	55,38	55,38	0,68	0,68
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	**24,1**	24,1	<	35,28	35,28	0,68	0,68

Nośność pozioma ścian usztywniających parteru została zachowana.
Poniżej, w tablicy 49 oraz na rysunku 31, zestawiono ostateczną formę poszczególnych ścian.

Tablica 49. Zestawienie wynikowej formy konstrukcji ścian parteru

Ściana	Tarcza	Poszycie wewnętrzne	Poszycie zewnętrzne	Łącznik	Rozstaw obwodowy łączników
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	OSB/3 gr. 12 mm	-	CLNG2.8x48	50 mm
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	OSB/3 gr. 18 mm	OSB/3 gr. 18 mm	CLNG2.8x70	50 mm
	$S_{u2.2/1}$				
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	OSB/3 gr. 12 mm	OSB/3 gr. 12 mm	CLNG2.8x48	75 mm
	$S_{u2.3/1}$				
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	OSB/3 gr. 12 mm	-	CLNG2.8x48	75 mm
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	OSB/3 gr. 18 mm	OSB/3 gr. 18 mm	CLNG2.8x70	50 mm



Rysunek 31. Schemat ścian usztywniających parteru (iteracja 2)

8. Reakcje tarcz ściennych parteru

Obciążenia

Obciążenia pionowe powierzchniowe

Ciężar własny stropodachu $g_{k.ST2}$ = 0,7 kN/m^2
Obciążenie stropodachu śniegiem $s_{k,ST2}$ = 0,96 kN/m^2

Ciężar własny stropu międzykondygnacyjnego $g_{k.ST1}$ = 0,5 kN/m^2
Obciążenie użytkowe stropu $q_{k,ST1}$ = 2,8 kN/m^2

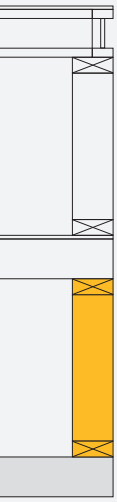
Ciężar własny ściany zewnętrznej $g_{k.SZ}$ = 0,6 kN/m^2
Ciężar własny ściany wewnętrznej $g_{k.SW}$ = 0,6 kN/m^2

Potraktowano, że ciężar stolarki okiennej jest równy ciężarowi własnemu ściany zewnętrznej.

Na dachu płaskim występuje obciążenie wiatrem skierowane w górę, którego średnia wartość wynosi:
$w_{r,k}$ = 0,65 kN/m^2

Uwaga! Na potrzeby uproszenia przykładu posłużono się średnią obciążenia ssaniem połaci dachowej w wyniku oddziaływania wiatru. Przy projektowaniu konstrukcji należy rozważyć zróżnicowanie stref oddziaływania (W_F, W_G, W_H, W_I) – patrz rysunek 4.

Rozstaw belek stropodachu: 418 mm
Rozstaw belek stropu międzykondygnacyjnego: 418 mm



Obciążenia pionowe stałe sprowadzone do obciążeń ciągłych ściany

Składniki wchodzące w skład obciążeń stałych ściany parteru:

- obciążenie od stropodachu (nie dotyczy SC5/1),
- obciążenie od ściany piętra (nie dotyczy SC5/1),
- obciążenie od stropu międzykondygnacyjnego,
- obciążenie ściany parteru.

Sc1/1

$g_{k,Sc1/1}$ = 0,418 m / 2 x 0,7 kN/m^2 + 2,9 m x 0,6 kN/m^2 + 0,418 m / 2 x 0,5 kN/m^2 + 2,9 m x 0,6 kN/m^2 =(0,146 + 1,74 + 0,105 + 1,74) kN/m = 3,73 kN/m

Sc2/1

$g_{k,Sc2/1}$ = $g_{k,Sc1/1}$ = 3,73 kN/m

Sc3/1

$g_{k,Sc3/1}$ = 7,33 m / 2 x 0,7 kN/m^2 + 2,9 m x 0,6 kN/m^2 + 3,665 m / 2 x 0,5 kN/m^2 + 2,9 m x 0,6 kN/m^2 =(2,566 + 1,74 + 0,916 + 1,74) kN/m = 6,96 kN/m

Sc4/1

$g_{k,Sc4/1}$ = $g_{k,Sc3/1}$ = 6,96 kN/m

Sc5/1

$g_{k,Sc5/1}$ = 3,665 m x 0,5 kN/m^2 + 2,9 m x 0,6 kN/m^2 = (1,833 + 1,74) kN/m = 2,57 kN/m

Obciążenia pionowe stałe sprowadzone do obciążeń skupionych na krawędzi tarczy

Su1.1/1

$g_{L,k,Su1.1/1}$ = 0 kN
$g_{P,k,Su1.1/1}$ = 0 kN

Su1.2/1

$g_{L,k,Su1.2/1}$ = 0 kN
$g_{P,k,Su1.2/1}$ = 2,29 m / 2 x $g_{k,Sc2/1}$ = 1,145 m x 3,73 kN/m = 4,27 kN

Su2.2/1

$g_{L,k,Su2.2.1}$ = 2,29 m / 2 x $g_{k,Sc2/1}$ = 1,145 m x 3,73 kN/m = 4,27 kN
$g_{P,k,Su2.2/1}$ = 2,44 m / 2 x $g_{k,Sc2/1}$ = 1,22 m x 3,73 kN/m = 4,55 kN

Su2.3/1

$g_{L,k,Su2.3/1}$ = 0 kN
$g_{P,k,Su2.3/1}$ = 3,758 m / 2 x $g_{k,Sc3/1}$ = 1,879 m x 5,68 kN/m = 10,67 kN

Su1.3/1

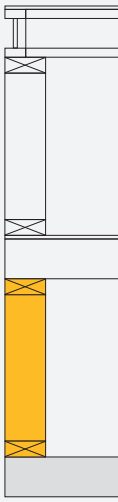
$g_{L,k,Su1.3/1}$ = 3,758 m / 2 x $g_{k,Sc3/1}$ = 1,879 m x 5,68 kN/m = 10,67 kN
$g_{P,k,Su1.3/1}$ = 0 kN

Su1.4/1

$g_{L,k,Su1.4/1}$ = 0 kN
$g_{P,k,Su1.4/1}$ = 0 kN

Su1.5/1

$g_{L,k,Su1.5/1}$ = 0,536 m / 2 x $g_{k,Sc5/1}$ = 0,268 m x 2,57 kN/m = 0,69 kN
$g_{P,k,Su1.5/1}$ = 2,637 m / 2 x $g_{k,Sc5/1}$ = 1,319 m x 2,57 kN/m = 3,39 kN



Obciążenia pionowe wiatrem sprowadzone do obciążeń skupionych na krawędzi tarczy

Su1.1/1

$w_{L,k,Su1.1/1}$ = 0 kN
$w_{P,k,Su1.1/1}$ = 0 kN

Su1.2/1

$w_{L,k,Su1.2/1}$ = 0 kN
$w_{P,k,Su1.2/1}$ = 2,29 m / 2 x $w_{k,Sc2/1}$ = 1,145 m x (-0,14 kN/m) = -0,16 kN

Su2.2/1

$w_{L,k,Su2.2.1}$ = 2,29 m / 2 x $w_{k,Sc2/1}$ = 1,145 m x (-0,14 kN/m) = -0,16 kN
$w_{P,k,Su2.2/1}$ = 2,44 m / 2 x $w_{k,Sc2/1}$ = 1,22 m x (-0,14 kN/m) = -0,17 kN

Su2.3/1

$w_{L,k,Su2.3/1}$ = 0 kN
$w_{P,k,Su2.3/1}$ = 3,758 m / 2 x $w_{k,Sc3/1}$ = 1,879 m x (-2,38 kN/m) = -4,47 kN

Su1.3/1

$w_{L,k,Su1.3/1}$ = 3,758 m / 2 x $w_{k,Sc3/1}$ = 1,879 m x (-2,38 kN/m) = -4,47 kN
$w_{P,k,Su1.3/1}$ = 0 kN

Su1.4/1

$w_{L,k,Su1.4/1}$ = 0 kN
$w_{P,k,Su1.4/1}$ = 0 kN

Su1.5/1

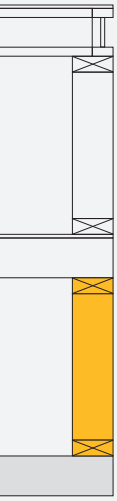
$w_{L,k,Su1.5/1}$ = 0 kN
$w_{P,k,Su1.5/1}$ = 0 kN

Zestawienie podsumowujące

W poniższych tabelach zestawiono obciążenia pionowe dla poszczególnych tarcz z podziałem na obciążenie lewej krawędzi, obciążenie prawej krawędzi oraz obciążenie ciągłe. Obciążenia skierowane w górę zawierają wartość dodatnią, natomiast skierowane w dół - ujemną.

Tablica 50. Zestawienie obciążeń pionowych krawędzi lewej poszczególnych tarcz ściennych parteru

		krawędź lewa			
Ściana	Tarcza	$g_{L,k}$	$q_{L,k}$	$s_{L,k}$	$w_{L,k}$
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	0	0	0	0
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	0	0	0	0
	$S_{u2.2/1}$	4,27	0,68	0,23	-0,16
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	10,67	9,64	6,61	-4,47
	$S_{u2.3/1}$	0	0	0	0
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	0	0	0	0
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	0,69	2,75	0	0



Tablica 51. Zestawienie obciążeń pionowych ciągłych poszczególnych tarcz ściennych parteru

		ciągłe			
Ściana	Tarcza	g_k	q_k	s_k	w_k
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	3,73	0,59	0,20	-0,14
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	3,73	0,59	0,20	-0,14
	$S_{u2.2/1}$	3,73	0,59	0,20	-0,14
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	6,96	5,13	3,52	-2,38
	$S_{u2.3/1}$	6,96	5,13	3,52	-2,38
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	6,96	5,13	3,52	-2,38
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	2,57	10,26	0	0

Tablica 52. Zestawienie obciążeń pionowych krawędzi prawej poszczególnych tarcz ściennych parteru

		krawędź prawa			
Ściana	Tarcza	$g_{P,k}$	$q_{P,k}$	$s_{P,k}$	$w_{P,k}$
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	0	0	0	0
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	4,27	0,68	0,23	-0,16
	$S_{u2.2/1}$	4,55	0,72	0,24	-0,17
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	0	0	0	0
	$S_{u2.3/1}$	10,67	9,64	6,61	-4,47
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	0	0	0	0
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	3,39	13,53	0	0

Obciążenia poziome

Tablica 53. Zestawienie obciążeń poziomych $F_{i,v,Ed}$ poszczególnych ścian oraz tarcz ściennych parteru

Ściana	**Tarcza**	**$F_{i,v,Ed}$ [kN]**	
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	**58,24**	58,24
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	**14,52**	46,47
	$S_{u2.2/1}$	**31,95**	
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	**25,2**	37,8
	$S_{u2.3/1}$	**12,6**	
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	**37,8**	37,8
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	**24,1**	24,1

Kombinacje obciążeń

Przy weryfikacji modelu zniszczenia konstrukcji na wskutek obrotu lub utraty stateczności należy posługiwać się kombinacjami obciążeń w stanie EQU zgodnie z PN-EN 1990, w których wartość współczynnika γ_{Gj} wynosi $\gamma_{Gj,inf}$ = 0,9 (uwaga 1, tablica A1.2(A), PN-EN 1990).
Z uwagi na korzystne efekty oddziaływań użytkowych i obciążenia śniegiem przy analizie sztywności przestrzennej, zostały one pominięte w kombinacji.

Kombinacja obciążeń dla stanu SGN EQU
K1 = 0,9 x (g_k) + 1,5 x (w_k)

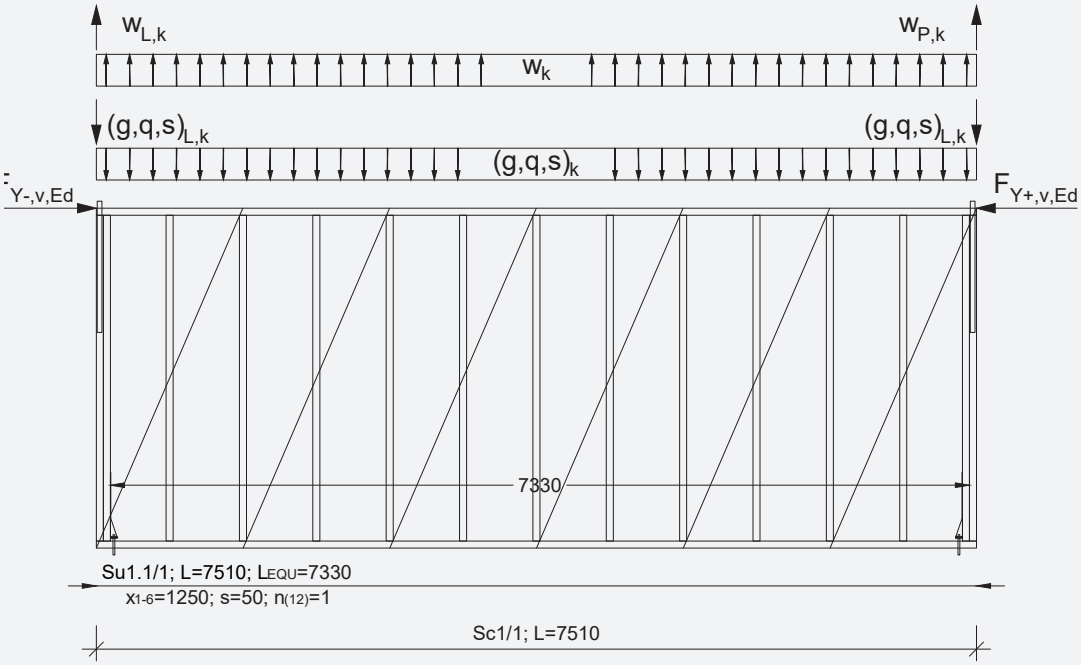
Momenty destabilizujące i stabilizujące

W wyniku oddziaływania siły poziomej na pewnej wysokości względem oparcia ściany, pojawiający się mimośród prowadzi do wystąpienia momentu destabilizującego ścianę (patrz rysunek 11). Moment destabilizujący $E_{d,dst}$ musi zostać ustabilizowany poprzez moment stabilizujący $E_{d,stb}$ generowany przez ciężar własny oraz ewentualną parę sił reakcji na końcach tarcz (patrz rysunek 16).

Przy określeniu momentów stabilizujących i destabilizujących uwzględniono niesymetryczność obciążenia tarcz wynikającą przede wszystkim z obciążeń od nadproży i stolarki okiennej. Pominięto ciężar i obciążenie ścian połączonych ze ścianą analizowaną.

Ściana Sc1/1

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc1/1 przedstawia rysunek poniżej.



Rysunek 32. Geometria i obciążenie ściany Sc1/1

Momenty destabilizujące tarcze Su1.1/1

$E_{d,dst,Y-,Su1.1/1} = F_{Y-,Su1.1/1,v,Ed} \times h + 1,5 \times w_{k,Sc1/1} \times L_{Su1.1/1} \times L_{Su1.1/1} / 2 =$
$= 58,24$ kN x 2,9 m + 1,5 x 0,14 kN/m x 7,51 m x 7,51 m / 2 = 168,90 kNm + 5,92 kNm =
= 174,82 kNm

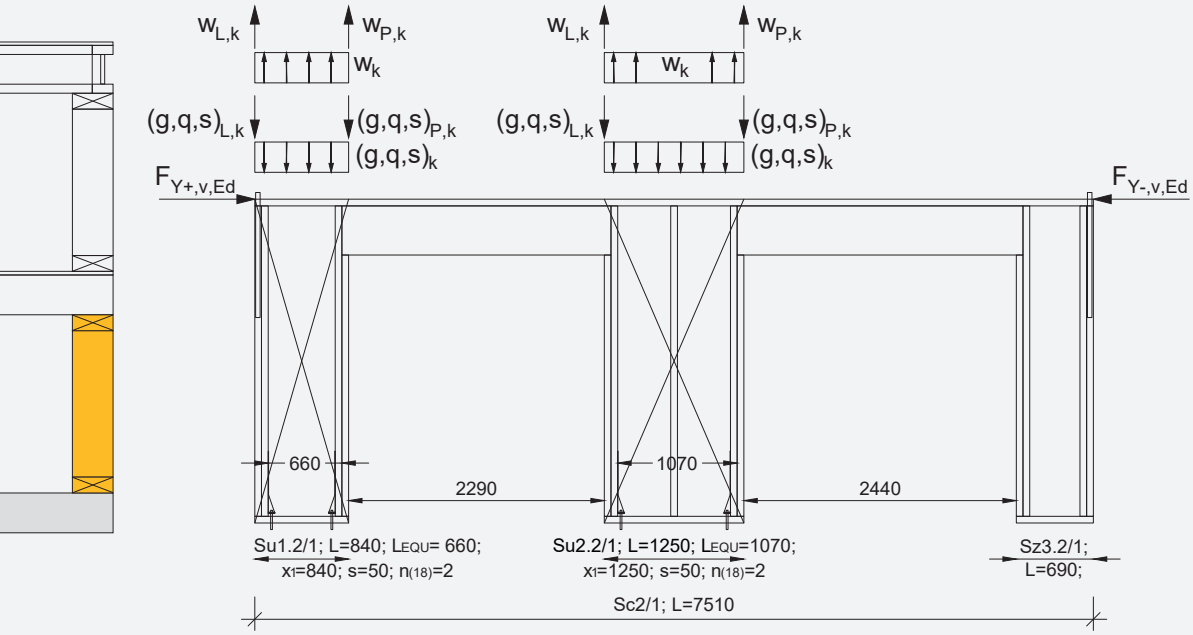
$E_{d,dst,Y+,Su1.1/1} = E_{d,dst,Y-,Su1.1/1} = 174,82$ kNm

Momenty stabilizujące tarcze Su1.1/1

$E_{d,stb,Y-,Su1.1/1} = 0,9 \times g_{k,Sc1/1} \times L_{Su1.1/1} \times L_{Su1.1/1} / 2 = 0,9 \times 3,73$ kN/m x 7,51 m x 7,51 m / 2 = 94,67 kNm
$E_{d,stb,Y+,Su1.1/1} = E_{d,stb,Y-,Su1.1/1} = 94,67$ kNm

Ściana Sc2/1

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc2/1 przedstawia rysunek poniżej.



Rysunek 33. Geometria i obciążenie ściany Sc2/1

Momenty destabilizujące tarcze Su1.2/1

$E_{d,dst,Y+,Su1.2/1} = F_{Y+,Su1.2/1,v,Ed} \times h + 1,5 \times w_{k,Sc1/1} \times L_{Su1.2/1} \times L_{Su1.2/1} / 2 =$
$= 14,52$ kN x 2,9 m + 1,5 x 0,14 kN/m x 0,840 m x 0,840 m / 2 =42,11 kNm + 0,07 kNm =
= 42,18 kNm

$E_{d,dst,Y-,Su1.2/1} = F_{Y-,Su1.2/1,v,Ed} \times h + 1,5 \times w_{k,Sc1/1} \times L_{Su1.2/1} \times L_{Su1.2/1} / 2 + 1,5 \times w_{P,k,Sc1/1} \times L_{Su1.2/1} =$
= 42,11 kNm + 0,07 kNm + 1,5 x 0,16 kN x 0,840 m = 42,11 kNm + 0,07 kNm + 0,20 kNm =
= 42,38 kNm

Momenty destabilizujące tarcze Su2.2/1

$E_{d,dst,Y+,Su2.2/1} = F_{Y+,Su2.2/1,v,Ed} \times h + 1,5 \times w_{k,Sc1/1} \times L_{Su2.2/1} \times L_{Su2.2/1} / 2 =$
= 31,95 kN x 2,9 m + 1,5 x 0,14 kN/m x 1,250 m x 1,250 m / 2 = 92,66 kNm + 0,16 kNm =
= 92,82 kNm

$E_{d,dst,Y-,Su2.2/1} = F_{Y-,Su2.2/1,v,Ed} \times h + 1,5 \times w_{k,Sc1/1} \times L_{Su2.2/1} \times L_{Su2.2/1} / 2 + 1,5 \times w_{P,k,Sc1/1} \times L_{Su2.2/1} =$
= 92,66 kNm + 0,16 kNm + 1,5 x 0,17 kN x 1,250 m =
= 92,66 kNm + 0,16 kNm + 0,32 kNm = 93,14 kNm

Momenty stabilizujące tarcze Su1.2/1
$E_{d,stb,Y+,Su1.2/1} = 0,9 \times g_{k,Sc2/1} \times L_{Su1.2/1} \times L_{Su1.2/1} / 2 =$
= 0,9 x 3,73 kN/m x 0,840 m x 0,840 m / 2 = 1,18 kNm

$E_{d,stb,Y-,Su1.2/1} = 0,9 \times g_{k,Sc2/1} \times L_{Su1.2/1} \times L_{Su1.2/1} / 2 + 0,9 \times g_{P,k,Su1.2/} \times L_{Su1.2/1} =$
= 0,9 x 3,73 kN/m x 0,840 m x 0,840 m / 2 + 0,9 x 4,27 kN x 0,840 m =1,18 kNm + 3,23 kNm =
= 4,41 kNm

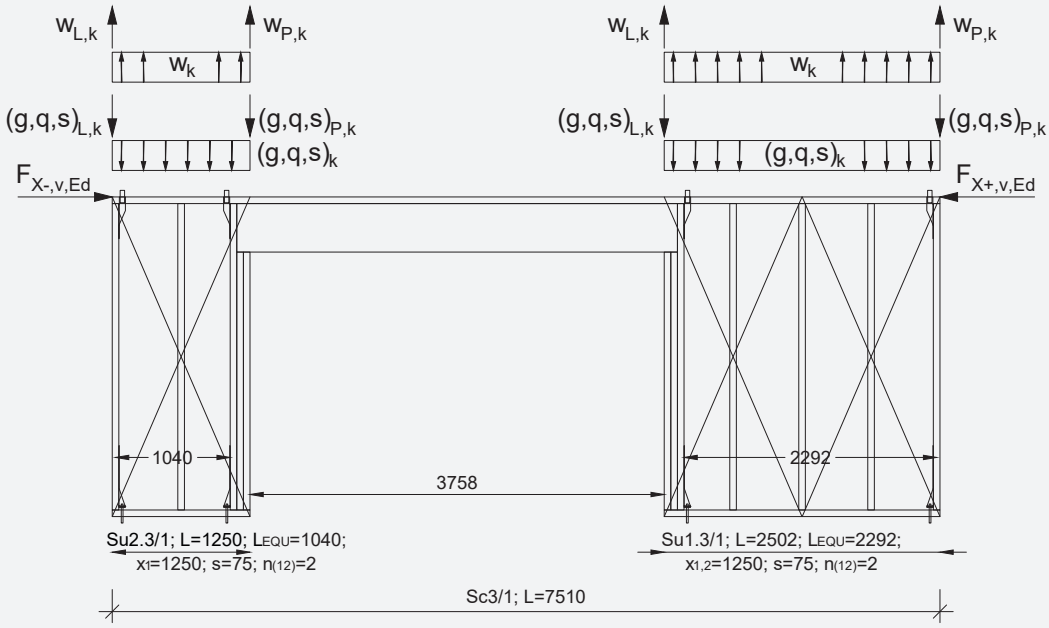
Momenty stabilizujące tarcze Su2.2/1

$E_{d,stb,Y+,Su2.2/1} = 0,9 \times g_{k,Sc2/1} \times L_{Su2.2/1} \times L_{Su2.2/1} / 2 + 0,9 \times g_{L,k,Su2.2/1} \times L_{Su2.2/1} =$
$= 0,9 \times 3,73$ kN/m x 1,250 m x 1,250 m / 2 + 0,9 x 4,27 kN x 1,250 m =
= 2,62 kNm + 4,80 kNm = 7,42 kNm

$E_{d,stb,Y-,Su2.2/1} = 0,9 \times g_{k,Sc2/1} \times L_{Su2.2/1} \times L_{Su2.2/1} / 2 + 0,9 \times g_{P,k,Su2.2/1} \times L_{Su2.2/1} =$
$= 0,9 \times 3,73$ kN/m x 1,250 m x 1,250 m / 2 + 0,9 x 4,55 kN x 1,250 m =
= 2,62 kNm + 5,12 kNm = 7,74 kNm

Ściana Sc3/1

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc3/1 przedstawia rysunek poniżej.



Rysunek 34. Geometria i obciążenie ściany Sc3/1

Momenty destabilizujące tarcze Su1.3/1

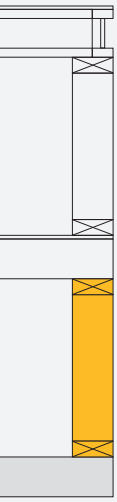
$E_{d,dst,X-,Su1.3/1} = F_{X-,Su1.3/1,v,Ed} \times h + w_{k,Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} / 2 + w_{L,k,Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} =$
$= 25,2$ kN x 2,9 m + 2,38 kN/m x 2,502 m x 2,502 m / 2 + 4,47 kN x 2,502 m =
= 73,08 kNm + 7,45 kNm + 11,18 kNm = 91,71 kNm

$E_{d,dst,X+,Su1.3/1} = F_{X+,Su1.3/1,v,Ed} \times h + w_{k,Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} / 2 =$
$= 25,2$ kN x 2,9 m + 2,38 kN/m x 2,502 m x 2,502 m / 2 =
= 73,08 kNm + 7,45 kNm = 80,53 kNm

Momenty destabilizujące tarcze Su2.3/1

$E_{d,dst,X-,Su2.3/1} = F_{X-,Su2.3/1,v,Ed} \times h + w_{k,Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} / 2 =$
$= 12,6$ kN x 2,9 m + 2,38 kN/m x 1,250 m x 1,250 m / 2 =
= 36,54 kNm + 1,86 kNm = 38,40 kNm

$E_{d,dst,X+,Su2.3/1} = F_{X+,Su2.3/1,v,Ed} \times h + w_{k,Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} / 2\ w_{Pk,Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} =$
$= 12,6$ kN x 2,9 m + 2,38 kN/m x 1,250 m x 1,250m / 2 + 4,47 kN x 1,250m =
= 36,54 kNm + 1,86 kNm + 5,59 kNm = 43,99 kNm



Momenty stabilizujące tarcze Su1.3/1

$E_{d,stb,X-,Su1.3/1} = 0{,}9 \times g_{k,Sc3/1} \times L_{Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} / 2 + 0{,}9 \times g_{L,k,Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} =$
$= 0{,}9 \times 6{,}96$ kN/m $\times 2{,}502$ m $\times 2{,}502$ m / 2 + 0,9 x 10,67 kN x 2,502 m =
= 19,6 kNm + 26,70 kNm = 46,3 kNm

$E_{d,stb,X+,Su1.3/1} = 0{,}9 \times g_{k,Sc3/1} \times L_{Su1.3/1} \times L_{Su1.3/1} / 2 =$
$= 0{,}9 \times 6{,}96$ kN/m $\times 2{,}502$ m $\times 2{,}502$ m / 2 = 19,6 kNm

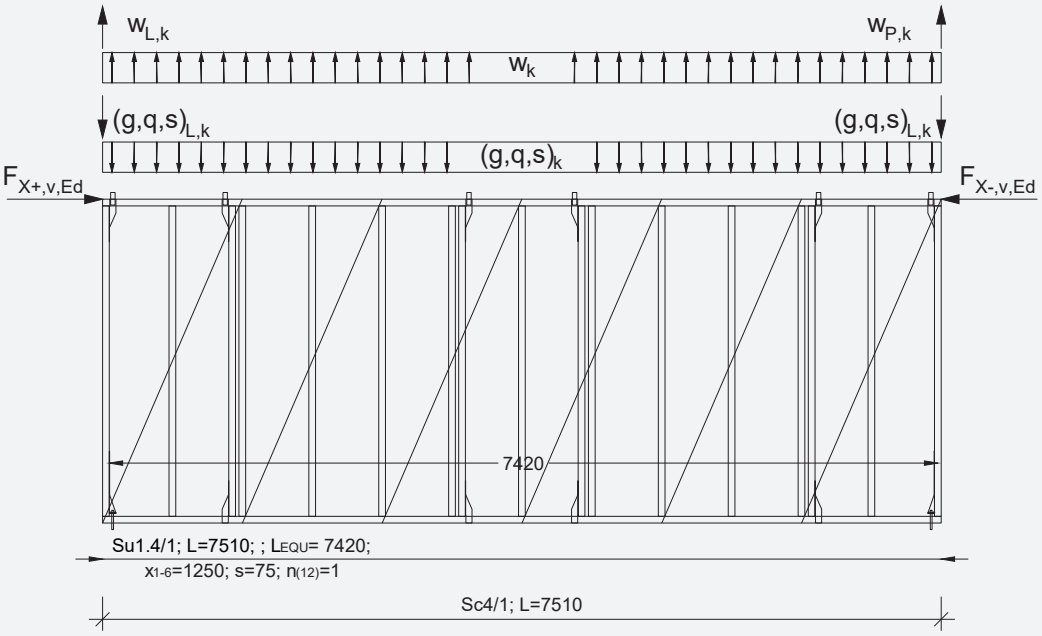
Momenty stabilizujące tarcze Su2.3/1

$E_{d,stb,X-,Su2.3/1} = 0{,}9 \times g_{k,Sc3/1} \times L_{Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} / 2 =$
$= 0{,}9 \times 6{,}96$ kN/m $\times 2{,}502$ m $\times 2{,}502$ m / 2 =19,6 kNm

$E_{d,stb,X+,Su2.3/1} = 0{,}9 \times g_{k,Sc3/1} \times L_{Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} / 2 + 0{,}9 \times g_{P,k,Su2.3/1} \times L_{Su2.3/1} =$
$= 0{,}9 \times 6{,}96$ kN/m $\times 2{,}502$ m $\times 2{,}502$ m / 2 + 0,9 x 10,67 kN x 2,502 m =
= 19,6 kNm + 26,7 kNm = 46,3 kNm

Ściana Sc4/1

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc4/1 przedstawia rysunek poniżej.



Rysunek 35. Geometria i obciążenie ściany Sc4/1

Momenty destabilizujące tarcze Su1.4/1

$E_{d,dst,X+,Su1.4/1} = F_{X+,Su1.4/1,v,Ed} \times h + w_{k,Su1.4/1} \times L_{Su1.4/1} \times L_{Su1.4/1} / 2 =$
= 37,8 kN x 2,9 m + 2,38 kN/m x 7,510 m x 7,510 m / 2 =
= 109,62 kNm + 67,12 kNm = 176,74 kNm

$E_{d,dst,X-,Su1.4/1} = E_{d,dst,X+,Su1.4/1} = 176{,}74$ kNm

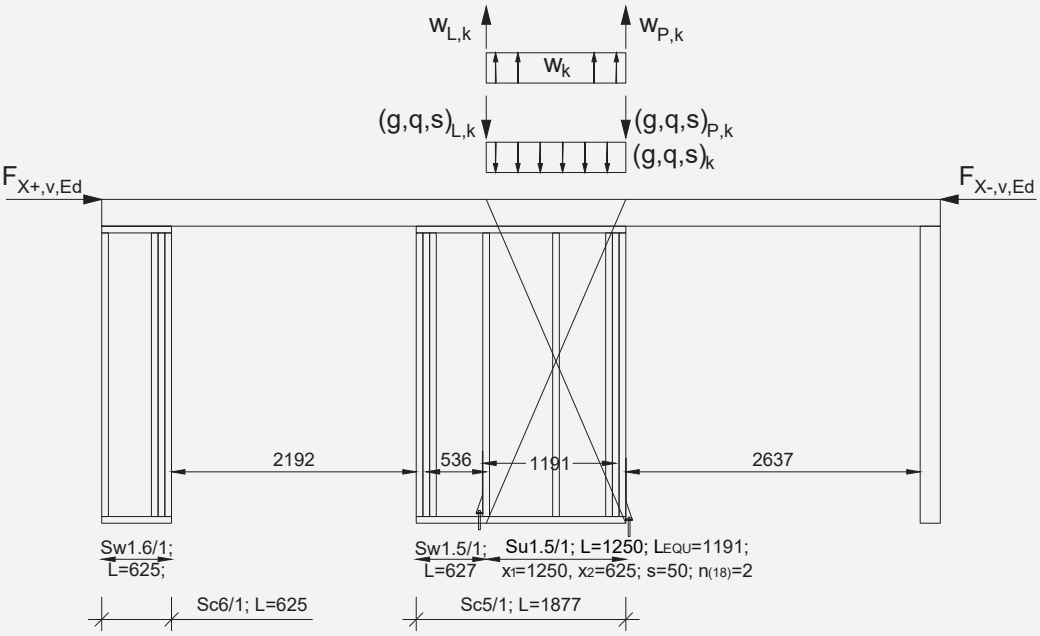
Momenty stabilizujące tarcze Su1.4/1

$E_{d,stb,X+,Su1.4/1} = 0{,}9 \times g_{k,Sc4/1} \times L_{Su1.4/1} \times L_{Su1.4/1} / 2 =$
$= 0{,}9 \times 6{,}96$ kN/m $\times 7{,}510$ m $\times 7{,}510$ m / 2 =176,64 kNm

$E_{d,stb,X-,Su1.4/1} = E_{d,stb,X+,Su1.4/1} = 176{,}64$ kNm

Ściana Sc5/1

Geometrię oraz obciążenie tarcz ściennych w ścianie Sc5/1 przedstawia rysunek poniżej.



Rysunek 36. Geometria i obciążenie ściany Sc5/1

Momenty destabilizujące tarcze Su1.5/1

$E_{d,dst,X+,Su1.5/1} = F_{X+,Su1.5/1,v,Ed} \times h = 24{,}1\ kN \times 2{,}9\ m = 69{,}89\ kNm$

$E_{d,dst,X-,Su1.5/1} = E_{d,dst,X+,Su1.5/1} = 69{,}89\ kNm$

Momenty stabilizujące tarcze Su1.5/1

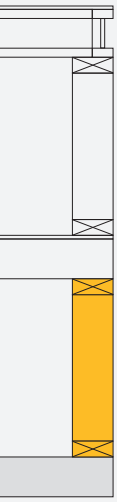
$E_{d,stb,X+,Su1.5/1} = 0{,}9 \times g_{k,Sc5/1} \times L_{Su1.5/1} \times L_{Su1.5/1} / 2 + 0{,}9 \times g_{L,k,Su1.5/1} \times L_{Su1.5/1} =$
$= 0{,}9 \times 2{,}57\ kN/m \times 1{,}250\ m \times 1{,}250\ m / 2 + 0{,}9 \times 0{,}69\ kN \times 1{,}250\ m =$
$= 1{,}81\ kNm + 0{,}78\ kNm = 2{,}59\ kNm$

$E_{d,stb,X-,Su1.5/1} = 0{,}9 \times g_{k,Sc5/1} \times L_{Su1.5/1} \times L_{Su1.5/1} / 2 + 0{,}9 \times g_{Pk,Su1.5/1} \times L_{Su1.5/1} =$
$= 0{,}9 \times 2{,}57\ kN/m \times 1{,}250\ m \times 1{,}250\ m / 2 + 0{,}9 \times 3{,}39\ kN \times 1{,}250\ m =$
$= 1{,}81\ kNm + 3{,}81\ kNm = 5{,}62\ kNm$

Siły pionowe podrywające

Przy wyznaczeniu wartości sił niezbędnych do przeniesienia przez złącza kotwiące, zastosowano redukcję ramienia sił stabilizujących od złącz kotwiących, względem całkowitej długości tarczy. Uwzględnia się w ten sposób faktyczną pozycję złącz kotwiących, unikając przy tym przeciążenia elementów systemu zakotwienia. Ramie sił kotwienia L_{EQU}, jest odległością od płaszczy słupka do którego mocowane jest złącze kotwiące do środka ciężkości słupków dociskowych po przeciwległej stronie – patrz rysunek 16.

W poniższej tabeli zestawiono momenty destabilizujące i stabilizujące poszczególnych tarcz ściennych parteru. Niedostatek momentów stabilizujących musi zostać uzupełniony przez odpowiednio dobrane złącze kotwiące, dla którego wyznaczono siłę wymiarującą $F_{d,t,HD}$.



Tablica 54. Zestawienie sił $F_{d,t,HD}$ do przeniesienia przez złącza kotwiące

		(1)		(2)		(3) = (2) – (1)	(4)	(5) = (3) / (4)
Tarcza	**Kierunek**	**$E_{d,dst}$ [kNm]**		**$E_{d,stb}$ [kNm]**		**$E_{d,stb}$ - $E_{d,dst}$**	**L_{EQU} [m]**	**$F_{d,t,HD}$**
Su1.1/1	Y-	174,82	>	94,67		-80,15	7,330	-10,9
	Y+	174,82	>	94,67		-80,15		-10,9
Su1.2/1	Y+	42,18	>	1,18		-41,00	0,660	-62,1
	Y-	42,38	>	4,41		-37,97		-57,5
Su2.2/1	Y+	92,82	>	7,42		-85,4	1,070	-79,8
	Y-	93,14	>	7,74		-85,4		-79,8
Su1.3/1	X-	91,71	>	46,3		-45,41	2,292	-19,8
	X+	80,53	>	19,6		-60,93		-26,6
Su2.3/1	X-	38,40	>	19,6		-18,8	1,040	-18,1
	X+	43,99	>	46,3		2,31		2,4
Su1.4/1	X+	176,74	>	176,64		-0,1	7,420	-0,7
	X-	176,74	>	176,64		-0,1		-0,7
Su1.5/1	X+	69,89	>	2,59		-67,3	1,191	-56,5
	X-	69,89	>	5,62		-64,27		-54,0

Wszystkie ściany piętra wymagają doboru złącz kotwiących z uwagi na występowanie reakcji pionowych skierowanych w górę (podrywających).

Siły poziome tnące

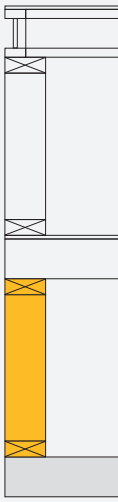
Siły tnące podłużne do ścian

Siły tnące podłużne do tarcz ściennych odpowiadają obciążeniu poszczególnych tarcz. Siły tarcia na styku pasa dolnego ściany i fundamentu z reguły się pomija. Należy mieć na względzie fakt, iż stosowanie przekładek na styku drewno-beton, w formie papy bądź membran z tworzyw sztucznych, może istotnie redukować współczynnik tarcia. Siły tarcia traktuje się zatem jako pewien korzystny wpływ, o nie określonej wartości, poprawiający bezpieczeństwo zachowania nośności złącz transferujących poziome siły tnące na styku ścian i fundamentu.

Siły obciążające poszczególne ściany przywołano w tablicy poniżej.

Tablica 55. Zestawienie obciążeń poziomych poszczególnych tarcz ściennych parteru

Ściana	**Tarcza**	**L [m]**	**$F_{i,v,Ed}$ [kN]**		**$F_{i,v,Ed}$ / L [kN/m]**
Sc1/1	$S_{u1.1/1}$	7,510	58,24	58,24	7,75
Sc2/1	$S_{u1.2/1}$	0,840	14,52	46,47	17,29
	$S_{u2.2/1}$	1,250	31,95		25,56
Sc3/1	$S_{u1.3/1}$	2,502	25,2	37,8	20,16
	$S_{u2.3/1}$	1,250	12,6		5,04
Sc4/1	$S_{u1.4/1}$	7,510	37,8	37,8	5,03
Sc5/1	$S_{u1.5/1}$	1,877	24,1	24,1	12,84



Siły tnące poprzeczne do ścian

Poza siłami podłużnymi do ścian, należy uwzględnić również siły prostopadłe do ścian zewnętrznych.

Obciążenie poziome pasa dolnego w strefach 1,6 m narożników budynku:
$w_{\perp,corner,d}$ = 1,5 x 1,5 kN/m^2 x 2,9 m / 2 = 3,26 kN/m

Obciążenie poziome pasa dolnego w strefach poza 1,6 m od narożników budynku:
$w_{\perp,d}$ = 1,5 x 1,0 kN/m^2 x 2,9 m / 2 = 2,18 kN/m

Dla uproszczenia obliczeń potraktowano, że obciążenie prostopadłe do ścian Sc2.1 oraz Sc3.1 jest jednakowe na całej długości i wynosi jak dla obciążenia w narożach budynku, tj. 3,26 kN/m

Całkowite obciążenie prostopadłe do ściany dla tarczy Su1.2/1
(0,84 m + 2,29 m / 2) x 3,26 kN/m = 1,99 m x 3,26 kN/m = 6,49 kN

Całkowite obciążenie prostopadłe do ściany dla tarczy Su2.2/1
(1,25 m + 2,29 m / 2 + 2,44 m / 2) x 3,26 kN/m = 3,62 m x 3,26 kN/m = 11,80 kN

Całkowite obciążenie prostopadłe do ściany dla tarczy Su1.3/1
(2,502 m + 3,758 m / 2) x 3,26 kN/m = 4,38 m x 3,26 kN/m = 14,28 kN

Całkowite obciążenie prostopadłe do ściany dla tarczy Su2.3/1
(1,25 m + 3,758 m / 2) x 3,26 kN/m = 3,13 m x 3,26 kN/m = 10,20 kN

Całkowite obciążenie prostopadłe do ściany dla tarczy Su2.3/1
(1,25 m + 3,758 m / 2) x 3,26 kN/m = 3,13 m x 3,26 kN/m = 10,20 kN

Całkowite obciążenie prostopadłe do ściany dla tarczy Su1.5/1
Pomimo braku oddziaływań poziomych wiatrem na ściany wewnętrzne, zakłada się występowanie obciążenia poziomego użytkowego prostopadłego do powierzchni ściany o wartości q_k = 1,0 kN/m, tj. q_d = 1,5 kN/m

(1,877 m) x 1,5 kN/m = 1,877 m x 1,5 kN/m = 2,82 kN

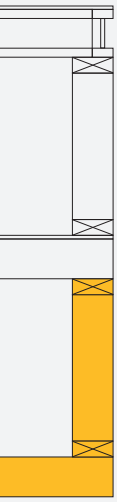
Wartości i kąty działania wypadkowych sił tnących względem kierunku ściany

Dla ścian z otworami wyznaczono wartości oraz kierunki α wypadkowej siły tnącej $F_{wyp,d}$ względem kierunku ściany, za pomocą poniższych równań. Wyniki zestawiono w tablicy 56.

$$F_{wyp} = \sqrt{\left(F_{i,v,Ed}\right)^2 + \left(F_{i,4,Ed}\right)^2}$$

$$\alpha_i = tan^{-1}\left(\frac{F_{i,4,Ed}}{F_{i,v,Ed}}\right)$$

gdzie:
$F_{i,v,Ed}$ – siła podłużna do ściany;
$F_{i,4,Ed}$ – siła poprzeczna do ściany.



Tablica 56. Wypadkowe siły tnące $F_{wyp,d}$ i ich kierunki α względem kierunku ścian

Tarcza	$F_{i,v,Ed}$ [kN]	$F_{i,4,Ed} = \Sigma w_{\perp,d}$ [kN]	$F_{i,wyp,d}$ [kN]	α_i [°]
$S_{u1.2/1}$	14,52	6,49	15,90	24,1
$S_{u2.2/1}$	31,95	11,80	34,06	20,3
$S_{u1.3/1}$	25,2	14,28	28,96	29,5
$S_{u2.3/1}$	12,6	10,20	16,21	39,0
$S_{u1.5/1}$	24,1	2,82	24,26	6,7

9. Nośności poszczególnych złącz kotwiących ścian parteru

Nośność złącza kotwiącego 1HD/1

Nośność złącza HHT4

Mocowanie do słupka wkrętami CSA 5.0x50 w ilości 18 szt./złącze (pełne gwoździowanie) – patrz rysunek 37.

Nośność jednego łącznika CSA 5.0x50:

$R_{lat,k}$ = 2,626 kN

$R_{ax,k}$ = 3,201 kN

Nośność charakterystyczna złącza

$$R_{1,k} = min\left((n-3{,}5)\cdot R_{lat}, 25{,}2\cdot R_{ax,k}, \frac{43kN}{k_{mod}}\right)$$

$$R_{1,k} = min\left((18-3{,}5)\cdot 2{,}626kN, 25{,}2\cdot 3{,}201kN, \frac{43kN}{0{,}9}\right) = min(38{,}0kN;\ 80{,}6kN; 47{,}7kN) = 38{,}0kN$$

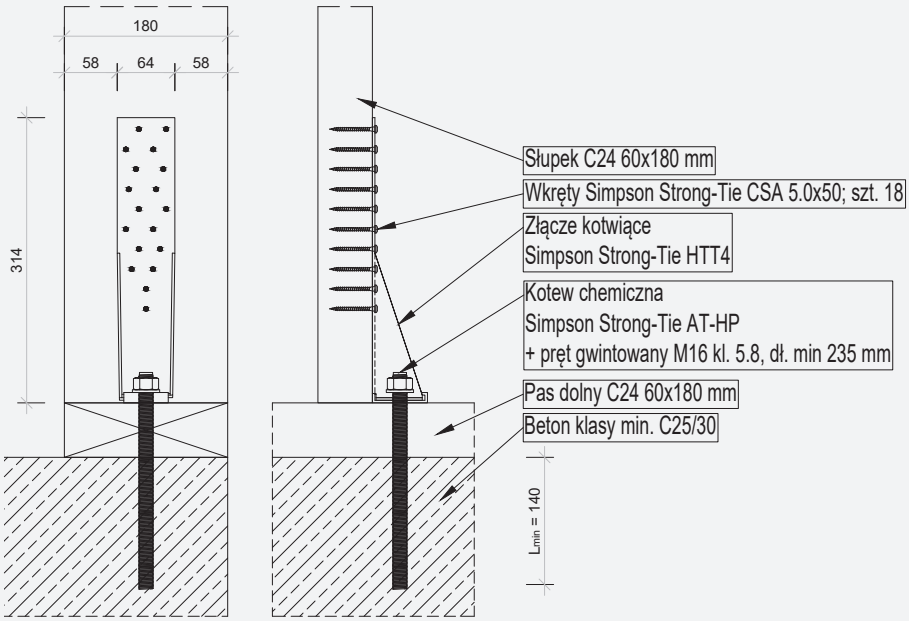
$$R_{1,d} = \frac{R_{1,k}\cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{38{,}0kN\cdot 0{,}9}{1{,}3} = 26{,}3kN$$

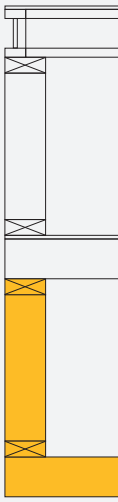
Współczynnik dla kotwy: 1,0

Złącze HTT4 przewidziano jako mocowane do betonu za pomocą kotwy chemicznej AT-HP i pręta gwintowanego M16 kl.5.8.

Niezbędna głębokość zakotwienia kotwy chemicznej AT-HP w betonie klasy C25/30: narożnik fundamentu, tj. odl. od krawędzi 90 mm oraz 285 mm, dla Fd = 26,3 kN

Lmin = 140 mm





Rysunek 37. Detal połączenia 1HD/1

Nośność złącza kotwiącego 2HD/1

Nośność złącza HHT5

Mocowanie do słupka wkrętami CSA 5.0x50 w ilości 26 szt./złącze (pełne gwoździowanie) – patrz rysunek 38.

Nośność jednego łącznika CSA 5.0x50:

$R_{lat,k}$ = 2,626 kN

$R_{ax,k}$ = 3,201 kN

Nośność charakterystyczna złącza

$$R_{1,k} = min\left((n-3{,}5)\cdot R_{lat}, 25{,}2\cdot R_{ax,k}, \frac{43kN}{k_{mod}}\right)$$

$$R_{1,k} = min\left((26-3{,}5)\cdot 2{,}626kN, 25{,}2\cdot 3{,}201kN, \frac{43kN}{0{,}9}\right) = min(59{,}0kN; 80{,}6kN; 47{,}7kN) = 47{,}7kN$$

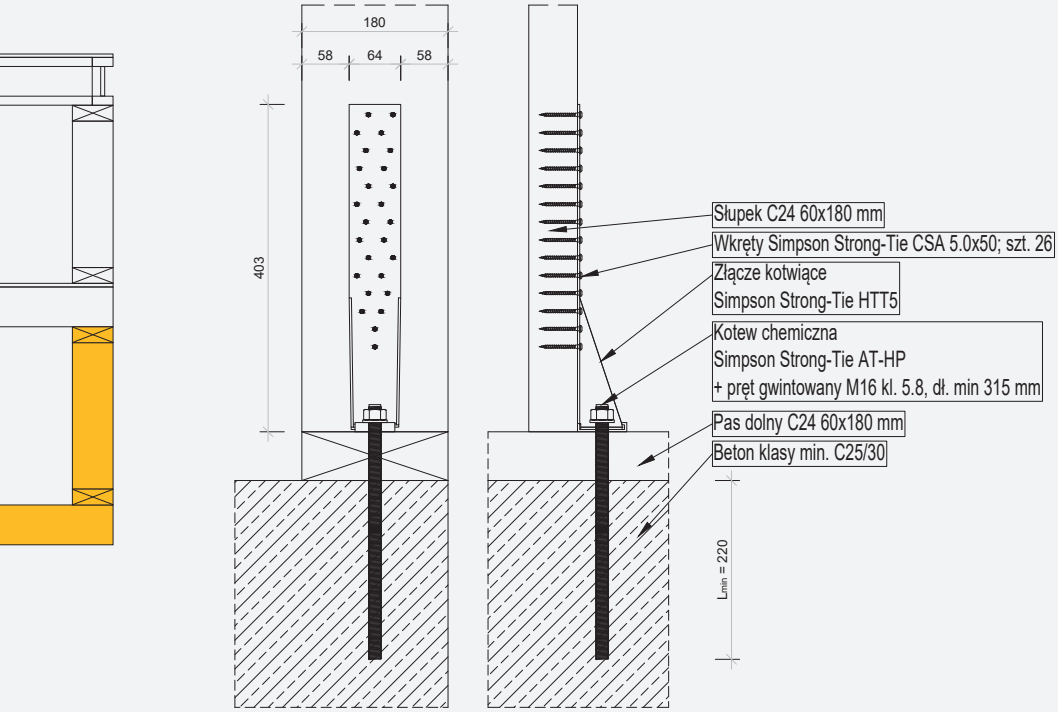
$$R_{1,d} = \frac{R_{1,k}\cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{47{,}7kN\cdot 0{,}9}{1{,}3} = 33kN$$

Współczynnik dla kotwy: 1,0

Złącze HTT5 przewidziano jako mocowane do betonu za pomocą kotwy chemicznej AT-HP i pręta gwintowanego M16 kl.5.8.

Niezbędna głębokość zakotwienia kotwy chemicznej AT-HP w betonie klasy C25/30: narożnik fundamentu, tj. odl. od krawędzi 90 mm oraz 285 mm, dla F_d = 40,8 kN

L_{min} = 220 mm



Rysunek 38. Detal połączenia 2HD/1

Nośność złącza kotwiącego 3HD/1

Nośność złącza HHT31

Mocowanie do słupka wkrętami CSA 5.0x50 w ilości 45 szt./złącze (pełne gwoździowanie) – patrz rysunek 39.

Nośność jednego łącznika CSA 5.0x50:

$R_{lat,k}$ = 2,626 kN

$R_{ax,k}$ = 3,201 kN

Nośność charakterystyczna złącza

$$R_{1,k} = min\left((n-4)\cdot R_{lat}, 26{,}8\cdot R_{ax,k}, \frac{85{,}1kN}{k_{mod}}\right)$$

$$R_{1,k} = min\left((45-4)\cdot 2{,}626kN, 26{,}8\cdot 3{,}201kN, \frac{85{,}1kN}{0{,}9}\right) = min(107{,}6kN; 85{,}7kN; 94{,}6kN) =$$

$$= 85{,}7kN$$

$$R_{1,d} = \frac{R_{1,k}\cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{85{,}7kN\cdot 0{,}9}{1{,}3} = 59{,}3kN$$

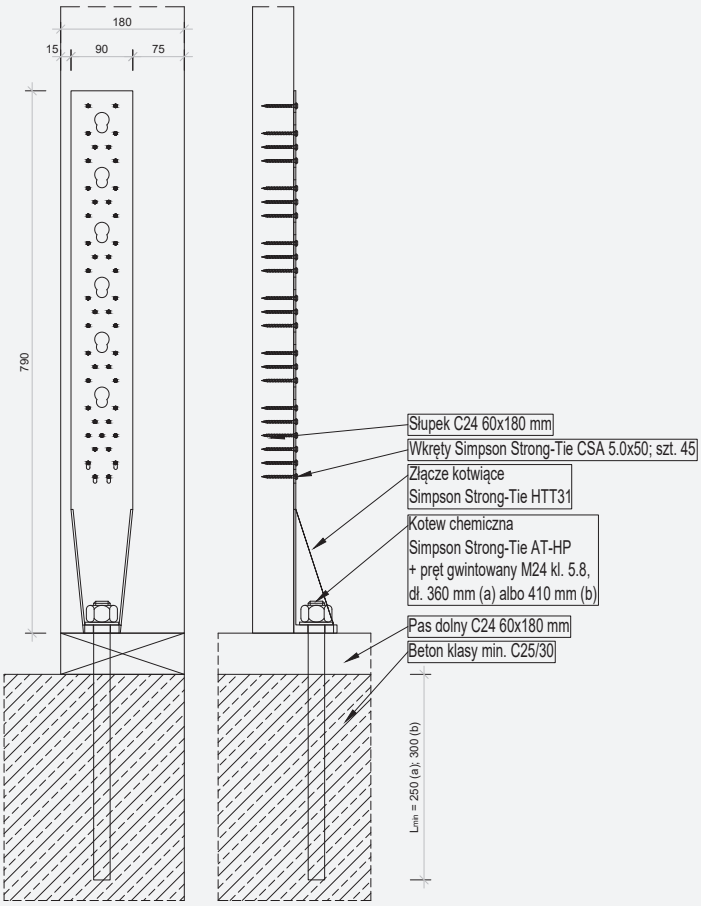
Współczynnik dla kotwy: 1,0

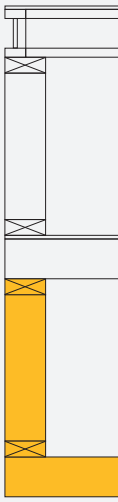
Złącze HTT31 typu 3HD/1 przewidziano jako mocowane do betonu za pomocą kotwy chemicznej AT-HP i pręta gwintowanego M24 kl.5.8.

Niezbędna głębokość zakotwienia kotwy chemicznej AT-HP w betonie klasy C25/30:

a) krawędź fundamentu, tj. odl. od krawędzi 120 mm, dla F_d = 59,3 kN
L_{min} = 250 mm (3aHD/1)

b) narożnik fundamentu, tj. odl. od krawędzi 120 mm oraz 153 mm, dla F_d = 59,3 kN
L_{min} = 300 mm (3bHD/1)





Rysunek 39. Detal połączenia 3HD/1

Nośność złącza kotwiącego 4HD/1

Nośność złącza HHT31
Mocowanie do słupka wkrętami CSA 5.0x80 w ilości 45 szt./złącze (pełne gwoździowanie) – patrz rysunek 40.

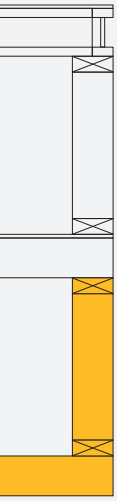
Nośność jednego łącznika CSA 5.0x80:
$R_{lat,k}$ = 3,499 kN
$R_{ax,k}$ = 5,383 kN

Nośność charakterystyczna złącza

$$R_{1,k} = min\left((n-4)\cdot R_{lat}, 26{,}8\cdot R_{ax,k}, \frac{85{,}1kN}{k_{mod}}\right)$$

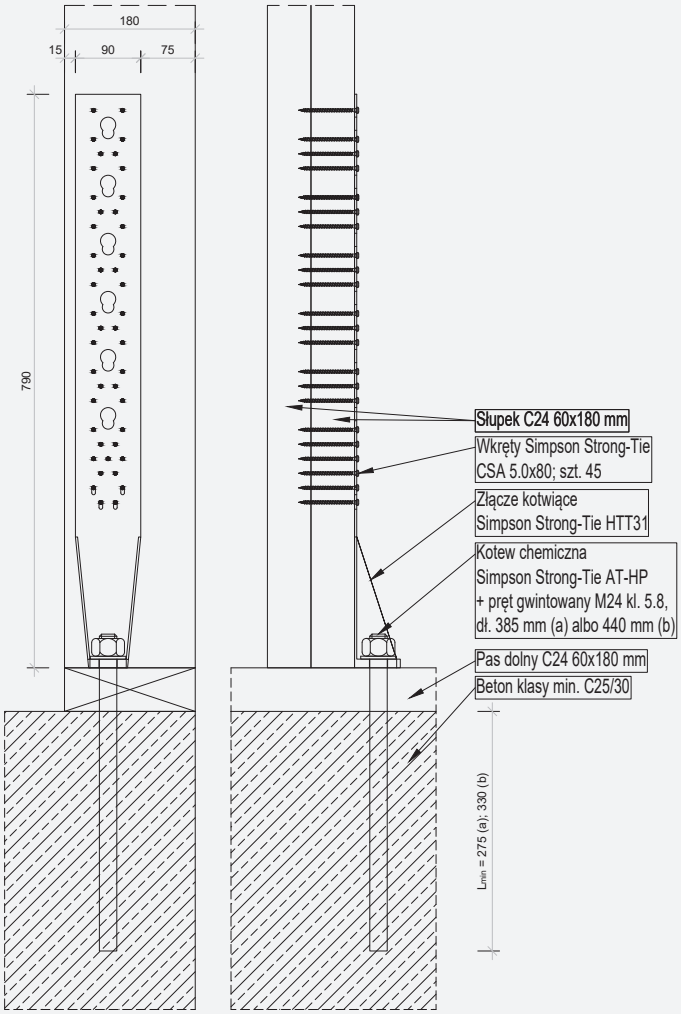
$$R_{1,k} = min\left((45-4)\cdot 3{,}499kN, 26{,}8\cdot 5{,}383kN, \frac{85{,}1kN}{0{,}9}\right) = min(143{,}4kN; 144{,}2kN; 94{,}6kN)$$
$$= 94{,}6kN$$

$$R_{1,d} = \frac{R_{1,k}\cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{94{,}6kN\cdot 0{,}9}{1{,}3} = 65{,}5kN$$



Współczynnik dla kotwy: 1,0
Złącze HTT31 typu 4HD/1 przewidziano jako mocowane do betonu za pomocą kotwy chemicznej AT-HP i pręta gwintowanego M24 kl.5.8.
Niezbędna głębokość zakotwienia kotwy chemicznej AT-HP w betonie klasy C25/30:

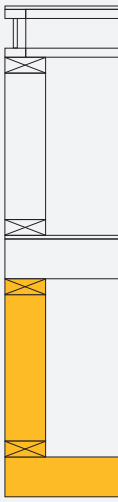
a) krawędź fundamentu, tj. odl. od krawędzi 120 mm, dla F_d = 65,5 kN
L_{min} = 275 mm (4aHD/1)
b) narożnik fundamentu, tj. odl. od krawędzi 120 mm oraz 153 mm, dla F_d = 65,5 kN
L_{min} = 330 mm (4bHD/1)



Rysunek 40. Detal połączenia 4HD/1

10. Dobór złącz kotwiących dla poszczególnych ścian parteru

Dobór złącz kotwiących zrealizowano w oparciu o wyznaczone reakcje pionowe tarcz ściennych oraz nośności poszczególnych rozwiązań zakotwienia tarcz ściennych.



Tablica 57. Dobór złącz kotwiących

Tarcza	Kierunek	$F_{d,t,HD}$	Nośność $R_{1,d}$ [kN]			
			1HD/1	2HD/1	3HD/1	4HD/1
			26,3	33	59,3	65,5
Su1.1/1	Y-	-10,9	X			
	Y+	-10,9	X			
Su1.2/1	Y+	-62,1				X
	Y-	-57,5			X	
Su2.2/1	Y+	-79,8			XX	
	Y-	-79,8			XX	
Su1.3/1	X-	-19,8	X			
	X+	-26,6		X		
Su2.3/1	X-	-18,1	X			
	X+	2,4	X			
Su1.4/1	X+	-0,7	X			
	X-	-0,7	X			
Su1.5/1	X+	-56,5			X	
	X-	-54,0			X	

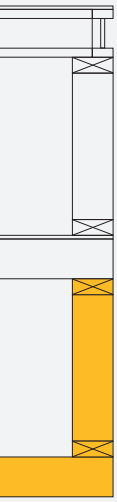
gdzie:
X – oznacza zastosowanie 1 złącza kotwiącego na skrajnym słupku tarczy,
XX – oznacza zastosowanie 2 złącz kotwiących na skrajnym słupku tarczy.

Złącza typu 1HD/1 (HHT4) zostały również zastosowane w ścianie Sc4/1 na słupkach, które transferują reakcje pionowe ze słupków ścian piętra przy otworach okiennych ściany Sc4/2.

Dla tarczy Su2.2/1, dla której zastosowano złącza kotwiące dla słupka złożonego z 2 elementów o przekroju 60x180, należy zapewnić zespolenie umożliwiające ewentualny transfer sił z jednego słupka na drugi.

Siłą wymiarującą jest różnica pomiędzy siłą pionową reakcji a nośnością jednego złącza kotwiącego, tj.: 79,8 kN – 59,3 kN = 20,5 kN

W tym celu zastosowano 12 wkrętów ESCR8x120 umieszczonych w 2 szeregach po 6 szt. w każdym w rozstawach 100 mm. Zdefiniowane oraz minimalne odległości łączników pomiędzy sobą oraz od krawędzi i końca elementu drewnianego przedstawiono na poniższej grafice, będącej częścią raportu z obliczeń wykonanych w programie Solid Wood.

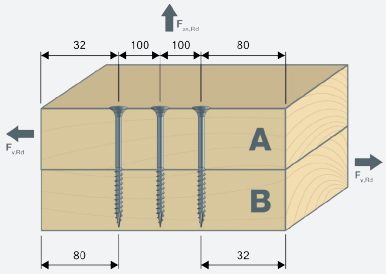


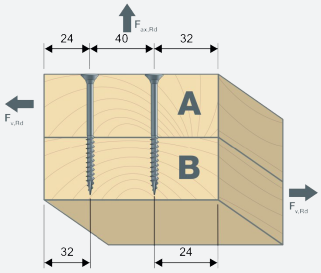
Rozstawy i odległości od krawędzi

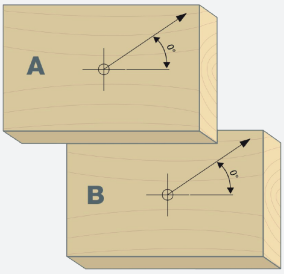
Osiowy rozstaw równoległe do kierunku włókien a_1: 100 mm

Osiowy rozstaw prostopadle do kierunku włókien a1: 40 mm

Materiał część A (i C)	Materiał część B
Min. Odległość koniec nieobciążony $a_{3,c}$ ($a_{1,CG}$)	
32 mm	32 mm
Min. Odległość koniec obciążony $a_{3,t}$ ($a_{1,CG}$)	
80 mm	80 mm
Min. Odległość bok nieobciążony $a_{4,c}$ ($a_{2,CG}$)	
24 mm	24 mm
Min. Odległość bok obciążony $a_{4,t}$ ($a_{2,CG}$)	
32 mm	32 mm
Kąt α_1: 0 °	Kąt α_1: 0 °







Rysunek 41. Zdefiniowane (a_1) oraz inne minimalne odległości niezbędne do zachowania oczekiwanej nośności połączenia pomiędzy słupkami tarczy Su2.2/1

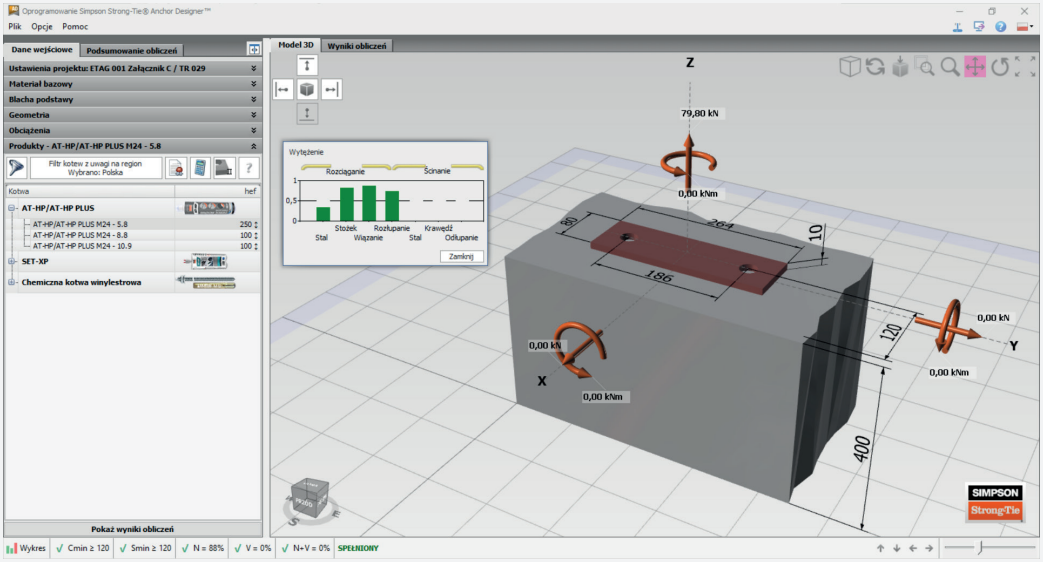
Istotną kwestią, wymagającą weryfikacji, jest również praca kotew w grupie. Niewielka odległość pomiędzy kotwami może powodować redukcję nośności kotew z uwagi na nakładanie się wyłamywanych stożków betonu współpracującego z prętem gwintowanym, co jest jednym z modeli zniszczenia kotwy. Weryfikację zakotwienia przeprowadzono w programie Anchor Designer, gdzie po zadaniu geometrii układu kotew wraz z uwzględnieniem odpowiedniej odległości od krawędzi betonu (120 mm), zweryfikowano nośność zakotwienia. Geometria blachy nie była w tym przypadku istotna. Jej definicja miała na celu jedynie wskazać średnicę prętów oraz ich pozycję.

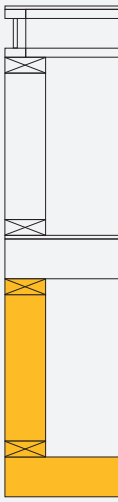
Odległości minimalne pomiędzy kotwami zostały zachowane: 186 mm > s_{min} = 120 mm. Wytężenie grupy kotew AT-HP z zastosowaniem prętów gwintowanych M24 kl. 5.9, przy efektywnej głębokości zakotwienia h_{ef} = 275 mm, obciążonych siłą F_d = 79,80 kN, dla poszczególnych modeli zniszczenia kotwy, przedstawiono w tablicy poniżej.

Tablica 58. Wyniki obliczeń nośności grupy kotew pary złącz kotwiących 3HD/1 ściany Su2.2/1

Model zniszczenia	Obciążenie N_{Sd} [kN]	Nośność N_{Rd} [kN]	Wytężenie	Status
Stal	39,90	118,00	0,34	Spełniony
Wyrywanie	79,80	91,02	0,88	Spełniony (miarodajny)
Stożek betonowy	79,80	95,58	0,83	Spełniony
Rozłupanie	79,80	106,25	0,75	Spełniony

Wytężenie miarodajne wynosi 88%, co uważa się za poprawnie zaprojektowane zakotwienie. Na poniższym rysunku 42 przedstawiono zdefiniowaną geometrię modelu oraz wynik ogólny w dolnym pasku okna programu.





Rysunek 42. Definicja modelu zakotwienia w programie Anchor Designer i wynik ogólny obliczeń

11. Nośności poszczególnych złącz na przesuw dla ścian parteru

Nośność złącza na przesuw typ 1SC/1

Nośność złącza SC2P
Złącze SC2P jest złączem dwuczęściowym, składającym się z elementu SC2P-V100 oraz SC2P--H180 – patrz rysunek 43.

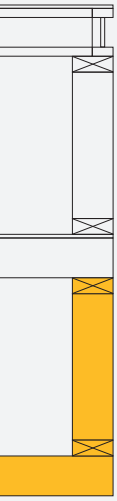
Element SC2P-H180 mocowany jest gwoździami CNA4.0x40 w ilości 12 szt. (pełne gwoździowanie) do spodu pasa dolnego ściany jeszcze przed usytuowaniem ściany na fundamencie. Możliwe jest jego wysunięcie poza krawędź pasa dolnego do 30 mm, co umożliwia ominięcie płyt poszycia i ewentualnych innych płyt, w tym niekonstrukcyjnych.

Element SC2P-V100 dostawiany jest do elementu SC2P-H180 po usytuowaniu ściany na właściwej pozycji. W podłużny otwór znajdujący się w obu elementach umieszczany jest wkręt 6x100 wkręcany w pas dolny ściany. Następnie oba elementy łączy się blachowkrętami JT-2-3/5,5x25 w ilości 4 szt. Ostatnim elementem zestawu jest kotew mechaniczna WA-M10x78 którą mocuje się element SC2P-V100 do fundamentu.

Nośności charakterystyczne złącza na kierunku podłużnym $R_{2/3,k}$ oraz poprzecznym do ściany $R_{4,k}$, przedstawione są poniżej.
$R_{2/3,k}$ = 6,84 kN / k_{mod}
$R_{4,k}$ = 6,4 kN / k_{mod}

Nośność obliczeniowa wyznacza się z wykorzystaniem poniżej równości.
$R_d = R_k \times k_{mod} / \gamma_M$

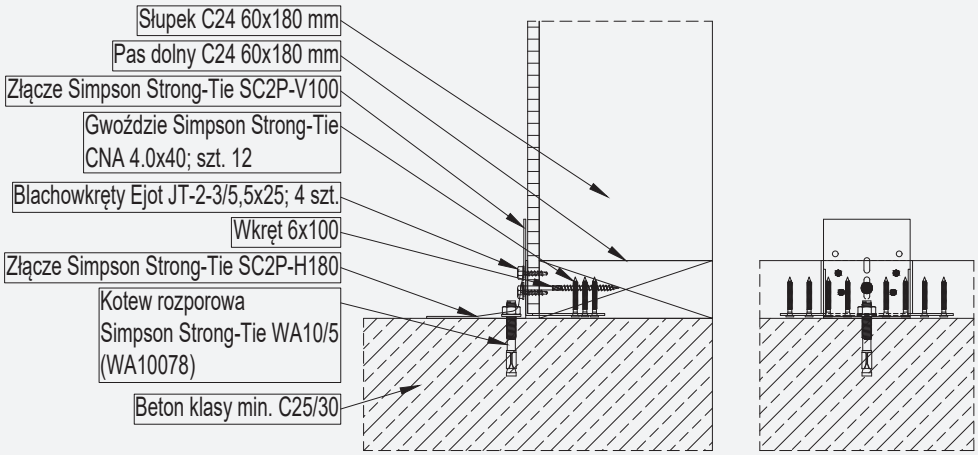
<u>Zatem nośność obliczeniowa złącza na poszczególnych kierunkach wynosi:</u>
<u>$R_{2/3,d}$ = 6,84 kN / 1,3 = 5,26 kN</u>
<u>$R_{4,k}$ = 6,4 kN / 1,3 = 4,92 kN</u>



Przy interakcji sił działających na złącze na obu kierunkach, należy zweryfikować nośność za pomocą poniższego warunku:

$$\sqrt{\left(\frac{F_{2/3,d}}{R_{2/3,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{4,d}}{R_{4,d}}\right)^2} \leq 1$$

Współczynniki dla wymiarowania kotew:
$k_{lat,F2/3} = 1,12$
$k_{lat,F4} = 1,0$
$k_{lat,F5} = 1,0$



Rysunek 43. Detal połączenia 1SC/1

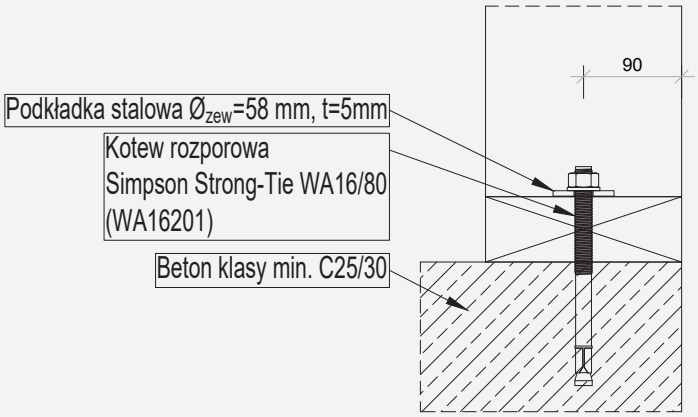
Nośność złącza na przesuw typ 2SC/1
Na zrealizowanie połączenia transferującego siły tnące pomiędzy pasem dolnym ściany a fundamentem wykorzystano kotwy mechaniczne WA 16/80 wraz z podkładką średnicy zewnętrznej 58 mm i grubości 5 mm.
Założono zlokalizowanie kotew w środku szerokości pasa dolnego, tj. 90 mm od boku elementu drewnianego i 90 mm od krawędzi betonu – patrz rysunek 44.

Nośność połączenia śrubowego w drewnie zależne jest od kąta działania siły względem kierunku włókien. Poniższa tablica przedstawia nośności dla poszczególnych kątów działania sił wypadkowych względem kierunku włókien pasa dolnego (kierunku ściany).

Tablica 59. Nośności połączenia śrubowego M16 podwaliny z fundamentem

Tarcza	$\alpha = \tan^{-1}(F_{4,d} / F_{i,v,Ed})$ [°]	$R_{bolt,d}$ [kN]
$S_{u1.2/1}$	24,1	11,40
$S_{u2.2/1}$	20,3	11,60
$S_{u1.3/1}$	29,5	11,09
$S_{u2.3/1}$	39,0	10,54
$S_{u1.5/1}$	6,7	12,10

W analizie połączenia należy zweryfikować ponadto nośność kotwy WA16 osadzonej w betonie.



Rysunek 44. Detal połączenia 2SC/1

12. Dobór złącz na przesuw dla poszczególnych ścian parteru

Ściana Sc1/1

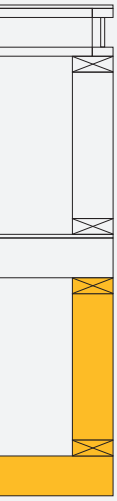
Wyznaczenie ilości sztuk złącz SC2P dla ściany Sc1/1 na 1 mb
W strefie narożników (1,6 m):

$$\sqrt{\left(\frac{F_{Su1.1/1}/L_{Su.1.1/1}}{R_{2/3,d}/szt.}\right)^2 + \left(\frac{w_{\perp,corner,d}}{R_{4,d}/szt.}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{7{,}75kN/m}{5{,}26kN/szt.}\right)^2 + \left(\frac{3{,}26kN/m}{4{,}92kN/szt.}\right)^2}$$
$$= \sqrt{2{,}17(szt./m)^2 + 0{,}44(szt/m)^2} = 1{,}62\ szt./m$$

Maksymalny rozstaw: 1 szt. / 1,62 szt./m = 0,62 m
Minimalna ilość na odcinku 1,6 m: 1,6 m x 1,62 szt./m = 2,59 szt.

W strefie poza narożnikami:

$$\sqrt{\left(\frac{F_{Su1.1/1}/L_{Su.1.1/1}}{R_{2/3,d}/szt.}\right)^2 + \left(\frac{w_{\perp,d}}{R_{4,d}/szt.}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{7{,}75kN/m}{5{,}26kN/szt.}\right)^2 + \left(\frac{2{,}18kN/m}{4{,}92kN/szt.}\right)^2} =$$
$$= \sqrt{2{,}17(szt./m)^2 + 0{,}20(szt/m)^2} = 1{,}54\ szt./m$$



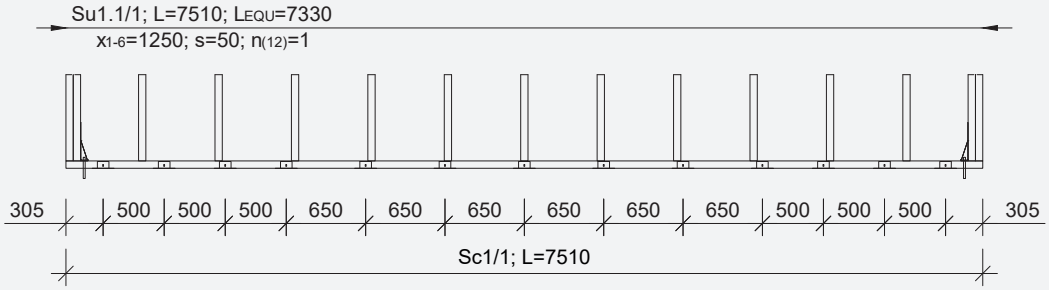
Maksymalny rozstaw: 1 szt. / 1,54 szt./m = 0,65 m
Minimalna ilość: (7,75 m - 2x1,6 m) x 1,54 szt./m = 7,01 szt.

Należy zastosować około 3 + 3 + 7 = 13 szt. złącz SC2P na długości ściany Sc1/1
Sprawdzenie:

Sumaryczne obciążenie $F_{2/3,d}$ = 58,24 kN
Sumaryczne obciążenie $F_{4,d}$ = 3,26 kN/m x 2x1,6 m + 2,18 kN/m x (7,75 m – 2x1,6 m) =
= 10,43 kN + 9,92 kN = 20,35 kN

$$\sqrt{\left(\frac{58{,}24kN}{13\cdot 5{,}26kN}\right)^2+\left(\frac{20{,}35kN}{13\cdot 4{,}92kN}\right)^2}=\sqrt{0{,}85^2+0{,}32^2}=\sqrt{0{,}72+0{,}10}=0{,}91\leq 1$$

Rysunek poniżej ilustruje możliwe rozmieszczenie złącz SC2P dla ściany Sc1/1



Rysunek 45. Rozmieszczenie złącz SC2P na długości pasa dolnego ściany Sc1/1

Ściana Sc4/1
Wyznaczenie ilości sztuk złącz SC2P dla ściany Sc4/1 na 1 mb
W strefie narożników (1,6 m):

$$\sqrt{\left(\frac{F_{Su1.4/1}/L_{Su.1.4/1}}{R_{2/3,d}/szt.}\right)^2+\left(\frac{w_{\perp,corner,d}}{R_{4,d}/szt.}\right)^2}=\sqrt{\left(\frac{5{,}03kN/m}{5{,}26kN/szt.}\right)^2+\left(\frac{3{,}26kN/m}{4{,}92kN/szt.}\right)^2}$$
$$=\sqrt{0{,}91(szt./m)^2+0{,}44(szt/m)^2}=1{,}16\ szt./m$$

Maksymalny rozstaw: 1 szt. / 1,16 szt./m = 0,86 m
Minimalna ilość na odcinku 1,6 m: 1,6 m x 1,16 szt./m = 1,86 szt.

W strefie poza narożnikami:

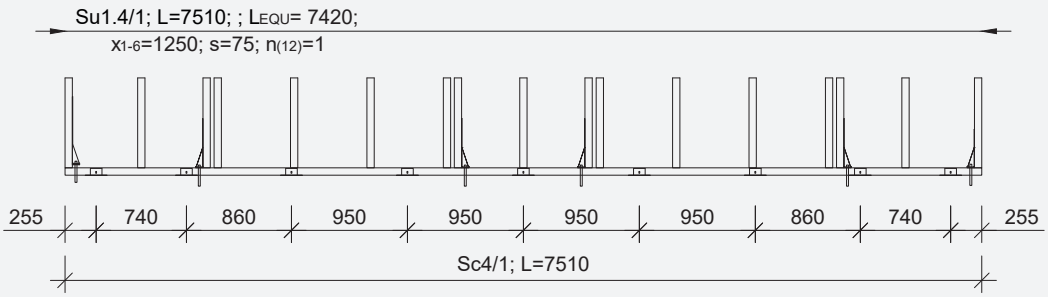
$$\sqrt{\left(\frac{F_{Su1.1/1}/L_{Su.1.1/1}}{R_{2/3,d}/szt.}\right)^2+\left(\frac{w_{\perp,d}}{R_{4,d}/szt.}\right)^2}=\sqrt{\left(\frac{5{,}03kN/m}{5{,}26kN/szt.}\right)^2+\left(\frac{2{,}18kN/m}{4{,}92kN/szt.}\right)^2}=$$
$$=\sqrt{0{,}91(szt./m)^2+0{,}19(szt/m)^2}=1{,}05\ szt/m$$

Maksymalny rozstaw: 1 szt. / 1,05 szt./m = 0,95 m
Minimalna ilość: (7,75 m - 2x1,6 m) x 1,05 szt./m = 4,78 szt.

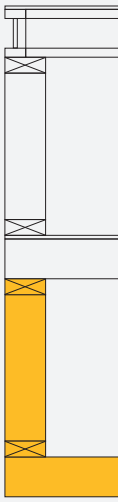
Należy zastosować 2 + 2 + 5 = 11 szt. złącz SC2P na długości ściany Sc4/1

Sprawdzenie:
Sumaryczne obciążenie $F_{2/3,d}$ = 37,8 kN
Sumaryczne obciążenie $F_{4,d}$ = 3,26 kN/m x 2x1,6 m + 2,18 kN/m x (7,75 m – 2x1,6 m) =
= 10,43 kN + 9,92 kN) = 20,35 kN

Rysunek poniżej ilustruje możliwe rozmieszczenie złącz SC2P dla ściany Sc4/1



Rysunek 46. Rozmieszczenie złącz SC2P na długości pasa dolnego ściany Sc4/1



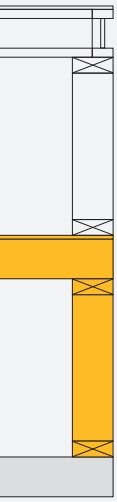
Ściany Sc2/1, Sc3/1, Sc5/1

Dla ścian Sc2/1, Sc3/1 oraz Sc5/1 zastosowano kotwy rozporowe jako elementy transferujące siły ścinające pomiędzy ścianą a fundamentem. W poniższej tablicy zestawiono nośności połączenia śrubowego $R_{bolt,d}$ oraz ilości n kotew niezbędnych do przeniesienia sił tnących. Minimalny rozstaw podany w tablicy wynika z założenia uzyskania ilości efektywnej łączników równej ilości rzeczywistej, tj. $n_{ef} = n$.

Ponadto zweryfikowano nośności kotew umieszczonych w betonie wskazując stopień wytężenia kotwy ($F_{wyp,d}$ / $R_{anchor,d}$) w danym układzie.

Tablica 60. Dobór ilości kotew mocujących pasy dolne i weryfikacja ich nośności

Tarcza	$F_{wyp,d}$ [kN]	$\alpha = \tan^{-1}(F_{4,d} / F_{i,v,Ed})$ [°]	$R_{bolt,d}$ [kN]	n	Maksymalny rozstaw s [mm]	$F_{wyp,d}$ / $R_{anchor,d}$
$S_{u1.2/1}$	15,90	24,1	11,40	2	275	33%
$S_{u2.2/1}$	34,06	20,3	11,60	3	325	46%
$S_{u1.3/1}$	28,96	29,5	11,09	3	320	44%
$S_{u2.3/1}$	16,21	39,0	10,54	2	270	43%
$S_{u1.5/1}$	24,26	6,7	12,10	3	325	25%



13. Połączenie 3SC/1 ściany parteru ze stropem między kondygnacyjnym

Połączenie pomiędzy ścianą parteru a stropem między kondygnacyjnym zrealizowano za pośrednictwem wkrętów SWD8.0x160 wprowadzanych od strony płyty stropowej i zagłębianych na głębokość 125 mm w belce stropowej. Wkręty wprowadzane są pod kątem 90º do powierzchni płyty stropowej.

Na potrzeby uproszczeń obliczeń również dla ścian Sc1/1 oraz Sc4/1 obciążenie prostopadłe do ich płaszczyzny określono jak dla obciążenia 3,26 kN/m dla całej długości ściany.

Tablica 61. Wypadkowe siły tnące i ich kierunki względem kierunku ścian na potrzeby obliczeń połączenia ściany parteru – strop międzykondygnacyjny

Tarcza	$F_{i,v,Ed}$ [kN]	$F_{4,d} = \Sigma w_{\perp,d}$ [kN]	$F_{wyp,d}$ [kN]	$\alpha = \tan^{-1}(F_{4,d} / F_{i,v,Ed})$ [°]
$S_{u1.1/1}$	58,24	24,48	63,18	22,8
$S_{u1.2/1}$	14,52	6,49	15,90	24,1
$S_{u2.2/1}$	31,95	11,80	34,06	20,3
$S_{u1.3/1}$	25,2	14,28	28,96	29,5
$S_{u2.3/1}$	12,6	10,20	16,21	39,0
$S_{u1.4/1}$	37,8	24,48	45,03	32,9
$S_{u1.5/1}$	24,1	2,82	24,26	6,7

Nośność połączenia z użyciem wkręta SWD8.0x160, dla poszczególnych kątów siły wypadkowej względem kierunku włókien drewna $_{R\alpha,d}$, przedstawiono w poniższej tabeli. Wynikiem obliczeń jest minimalny rozstaw łączników s, niezbędny do przeniesienia wyznaczonych sił.

Tablica 62. Siły w łącznikach oraz wymagane rozstawy w połączeniu strop między kondygnacyjny – ściana parteru

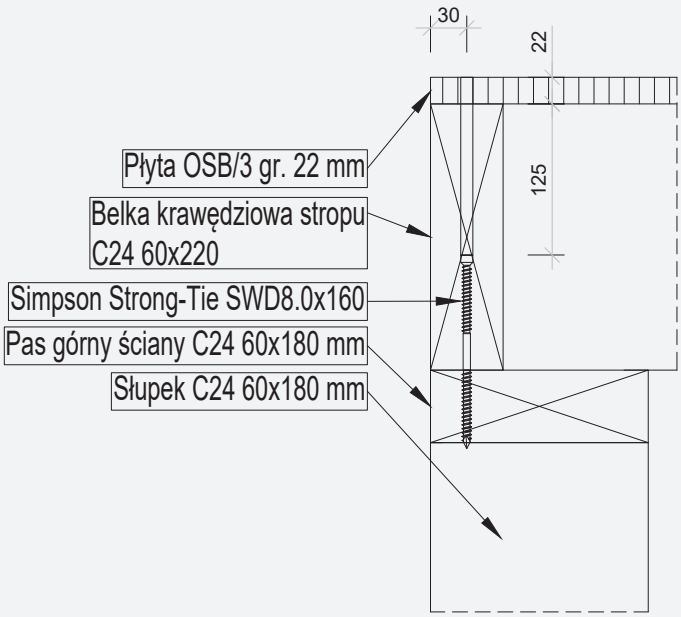
Tarcza	$F_{wyp,d}$ [kN]	$\alpha = \tan^{-1}(F_{4,d} / F_{i,v,Ed})$ [°]	$R_{\alpha,d}$ [kN]	$F_{wyp,d} / R_{\alpha,d}$ [szt.]	L [m]	s [mm]
$S_{u1.1/1}$	63,18	22,8	3,49	18,10	7,510	415
$S_{u1.2/1}$	15,90	24,1	3,48	4,57	0,840	184
$S_{u2.2/1}$	34,06	20,3	3,52	9,68	1,250	129
$S_{u1.3/1}$	28,96	29,5	3,42	8,47	2,502	295
$S_{u2.3/1}$	16,21	39,0	3,32	4,88	1,250	256
$S_{u1.4/1}$	45,03	32,9	3,39	13,28	7,510	565
$S_{u1.5/1}$	24,26	6,7	3,60	6,74	1,877	279

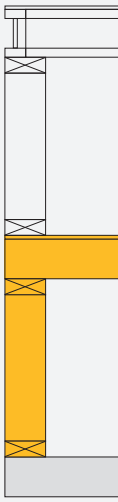
W strefach styku stropu ze ścianami parteru, poza obrębem tarcz należy stosować rozstaw nie większy niż 917 mm – patrz tablica poniżej.

Tablica 63. Siły w łącznikach oraz wymagane rozstawy w połączeniu strop między kondygnacyjny – ściana parteru poza strefami ścian usztywniających

$F_{wyp,d}$ [kN/m]	$\alpha = \tan^{-1}(F_{4,d} / F_{i,v,Ed})$ [°]	$R_{\alpha,d}$ [kN]	$F_{wyp,d} / R_{\alpha,d}$ [szt.]	L [m]	s [mm]
3,26	90	2,98	1,09	1,000	917

Rysunek poniżej przedstawia geometrię połączenia stropu międzykondygnacyjnego ze ścianą parteru.



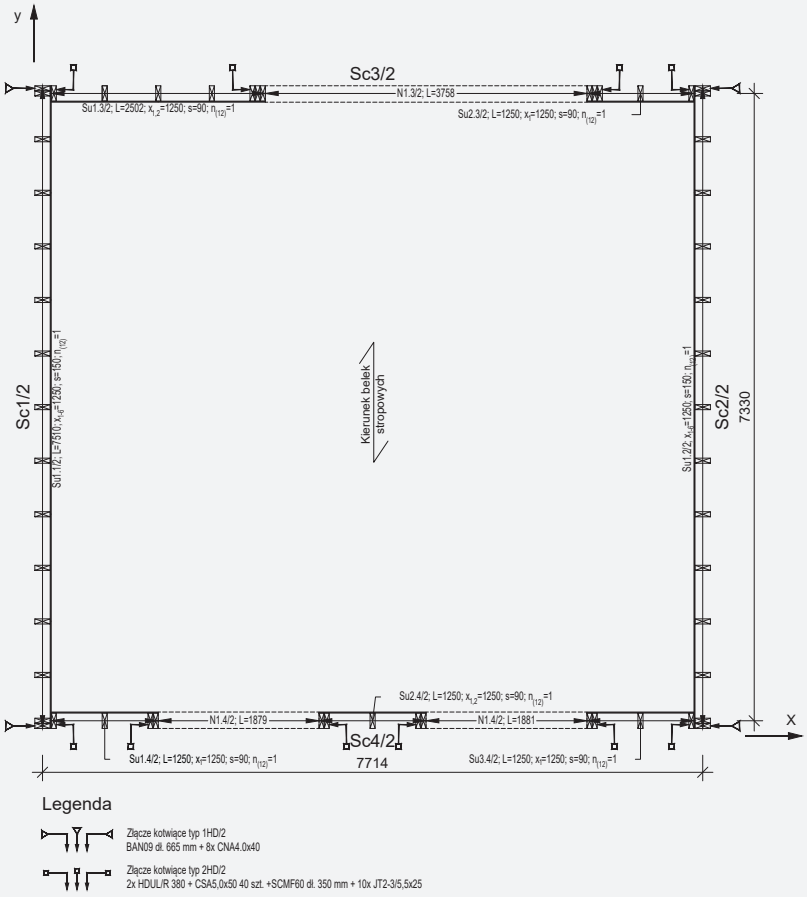


Rysunek 47. Geometria połączenia 3SC/1 pomiędzy stropem a ścianą parteru

IV. Podsumowanie wyników analizy sztywności przestrzennej

1. Kondygnacja piętra

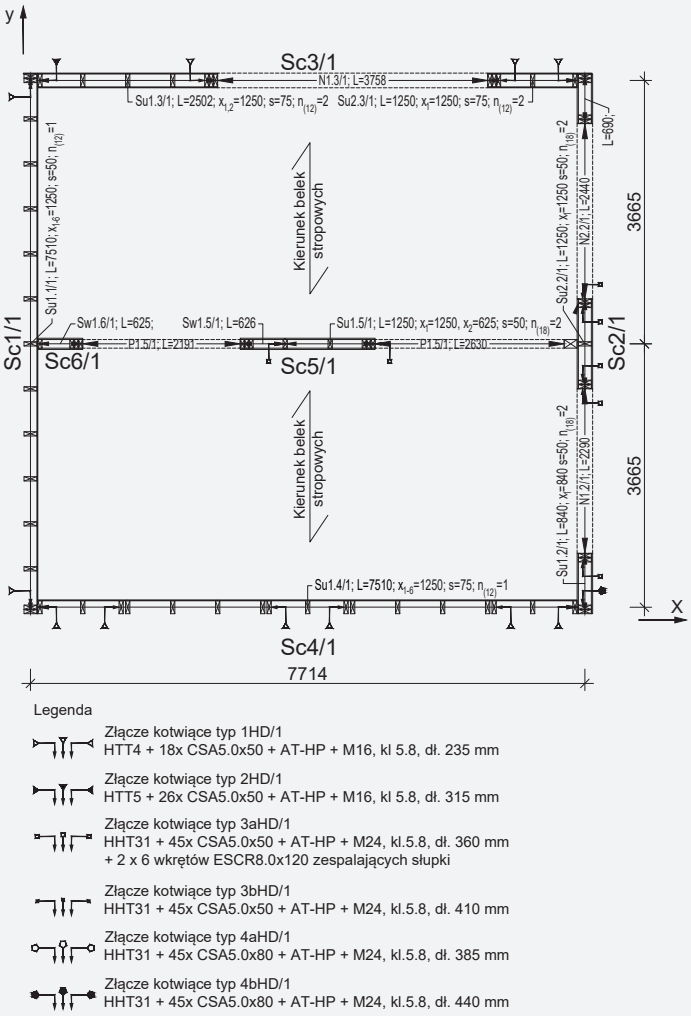
1. Poszycie górne stropodachu: płyta OSB/3 gr. 22 mm;
2. Połączenie płyt poszycia stropodachu - gwoździe RSN2,8x65 w rozstawach:
   150 mm - na krawędziach płyt;
   300 mm - ściegi wewnętrzne;
3. Połączenie belek stropodachu z pasem górnym ściany piętra - połączenie 1SC/3:
   styk prostopadły: 4 wkręty SWD6.5x65 na każdą belkę zgodnie z detalem połączenia;
   styk równoległy: wkręty SWD6.5x65 w rozstawie max 0,10 m;
4. Poszycie ścian:
   płyta OSB/3 gr. 12 mm;
5. Połączenie płyt poszycia ścian:
   gwoździe CLNG2.8x48 w rozstawach podanych w opisach schematu piętra;
6. Połączenie słupków z pasami ścian:
   połączenie 1TC/2 - para kątowników E20/3 łączonych wkrętami CSA5.0x40 zgodnie z detalem połączenia;
7. Połączenie pasa dolnego ściany piętra ze stropem między kondygnacyjnym:
   połączenie 1SC/2 - wkręty ESCR8,0x160 w rozstawie max. 0,52 m;
8. Połączenia kotwiące ścian piętra zgodnie z pozycją i legendą symboli oraz detalami połączeń.



Rysunek 48. Rzut wynikowy analizy sztywności przestrzennej piętra

2. Kondygnacja parteru

1. Poszycie górne stropu międzykondygnacyjnego: płyta OSB/3 gr. 22 mm;
2. Połączenie belek stropu z pasem górnym ściany parteru:
   połączenie 3SC/1 - wkręt SWD8.0x160 w rozstawach zgodnie z tablicą rozstawów;
3. Poszycie ścian:
   płyta OSB/3 gr. 12 mm lub 18 mm - zgodnie z opisami poszczególnych tarcz;
4. Połączenie płyt poszycia ścian:
   dla płyt gr. 12 mm gwoździe CLNG2.8x48 w rozstawach podanych na rysunku;
   dla płyt gr. 18 mm gwoździe CLNG2.8x70 w rozstawach podanych na rysunku;
5. Połączenie pasa dolnego ścian Sc1/1; Sc4/1 parteru z fundamentem:
   połączenie 1SC/1 - złącza SC2P zlokalizowane zgodnie ze schematem rozmieszczenia złącz;
6. Połączenie pasa dolnego ścian Sc2/1; Sc3/1; Sc5/1 parteru z fundamentem:
   połączenie 2SC/1 - kotwy WA 16/80 + podkładka stalowa d=58 mm, t=5mm w rozstawie zgodnym z tabelą rozstawów;
7. Połączenia kotwiące ścian parteru zgodnie z pozycją i legendą symboli oraz detalami połączeń.



Rysunek 49. Rzut wynikowy analizy sztywności przestrzennej parteru

Literatura

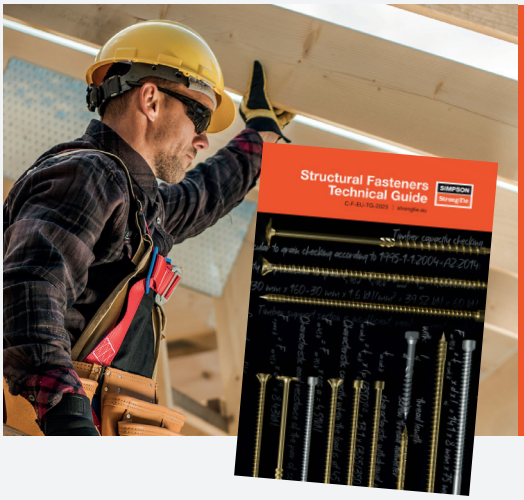
1. PKN: PN-EN 1990 Eurokod 0 – Podstawy projektowania konstrukcji, Warszawa 2004
2. PKN: PN-EN 1995-1-1 Eurokod 5 – Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-1: Postanowienia ogólne – Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków, Warszawa 2010
3. Eric Borgström: Design of timber structures Volume 1 Edition 2; Swedish Wood, Stockholm 2016
4. Czesław Miedziałowski, Mikołaj Malesza: Budynki o szkielecie drewnianym z poszyciem; Polska Akademia Nauk; Warszawa – Białystok, 2006).

Nasze pozostałe rozwiązania są dostępne w naszych nowych publikacjach.

Dzięki naszym katalogom możesz łatwo przeglądać produkty, porównywać je i szybko znaleźć potrzebne informacje i praktyczne rozwiązania w tym rysunki i dane techniczne, przykłady zastosowań produktu oraz wiele innych przydatnych informacji związanych z Twoim projektem.

Nasze katalogi zawierają najważniejsze informacją o produkcie, zastosowaniu dla połączeń drewno do drewna, drewno do betonu i drewno do muru oraz wartości charakterystyczne, które opierają się na europejskich aprobatach technicznych ETA oraz na normie EN 1995 (Eurokod 5). Wszystkie produkty mają dopuszczenie do stosowania w budownictwie. Skorzystaj z naszych interaktywnych ulotek, broszur i katalogów i przeglądaj je online lub po prostu wygodnie pobierz je na swój komputer i przeczytaj później.

Jeżeli chciałbyś otrzymać wersję papierową naszych katalogów możesz je zamówić kontaktując się z nami poprzez formularz kontaktowy.



Poradnik techniczny wkrętów konstrukcyjnych.

Zaprojektowany specjalnie z myślą o potrzebach profesjonalistów. Nowy katalog, to rodzaj przewodnika po zastosowaniu łącznikow Simpson Strong-Tie w konstrukcjach drewnianych. Przewodnik jest pełen informacji technicznych i porad instalacyjnych dla drewna litego C24 drewna klejonego i CLT.

Odkryj naszą ofertę połączeń dla drewna klejonego CLT.

Simpson Strong-Tie®, lider na rynku łączników konstrukcyjnych elementów złącznych i rozwiązań konstrukcyjnych, wprowadził na rynek kompleksową, kompletną gamę sprawdzonych pod względem jakości, rozwiązań aby sprostać rosnącemu zapotrzebowaniu na konstrukcję z drewna klejonego krzyżowo (CLT).

Badania i Rozwój

Nieustannie inwestujemy w badania i rozwój, aby oferować coraz bardziej wydajne produkty oraz lepiej dostosować je do potrzeb profesjonalistów i łatwiejszego użycia.

ZŁĄCZA CIESIELSKIE
SYSTEM ZAKOTWIEŃ
PREMIUM FASTENERS

SIMPSON Strong-Tie

www.strongtie.eu

Wsparcie projektowe

Rysunki CAD, modele BIM, arkusze danych technicznych - udostępniamy je wszystkie za darmo. Wystarczy przejść do trybu online.

Produkty specjalne

Wykonujemy produkty zaprojektowane przez klienta. Można wysłać nam rysunek lub szkic produktu zatwierdzony przez biuro projektowe a my zajmiemy się resztą.

Unikalne rozwiązania

Wychodzimy na przeciw wymaganiom i oczekiwaniom klienta. Wspólnie z nimi tworzymy innowacyjne produkty, które ułatwiają połączenia w skomplikowanych konstrukcjach drewnianych.

Oprogramowanie

Oferujemy swoim klientom pakiet oprogramowań, który pozwala wybrać odpowiednie złącza, właściwe łączniki oraz właściwe kotwy chemiczne i mechaniczne do betonu czy muru.

Wsparcie techniczne

Dzięki wysokim standardom uzyskujecie Państwo dostęp do rozwiązań i doradztwa wykwalifikowanych specjalistów z zakresu zastosowania i wykorzystania złączy ciesielskich.

Testy

Nasze produktu są sprawdzone i przebadane w certyfikowanych laboratoriach uzyskując pozytywną ocenę techniczną i posiadają wymagane aprobaty.

Zapasy i dostwy

Produkuje i dystrybuujemy ponad 3000 kształtów i rozmiarów do połączeń elementów każdej konstrukcji. Większość produktów jest dostępna w magazynie i gotowa do wysyłki.

Jakość

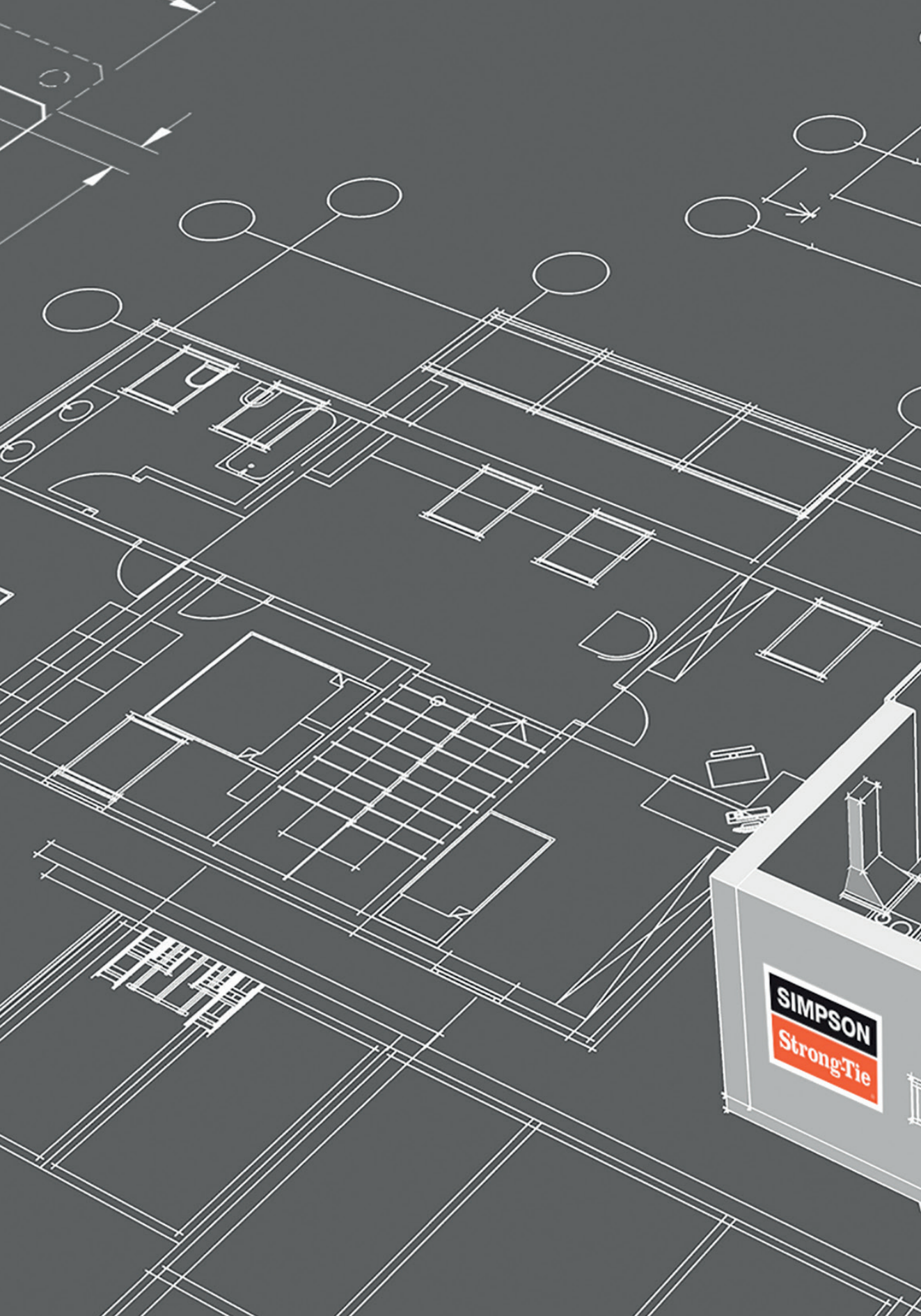
Pełna dokumentacja techniczna produktów dopuszczonych do sprzedaży na rynku materiałów budowlanych. Produkty oznaczone symbol CE są wszechstronnie przetestowane.

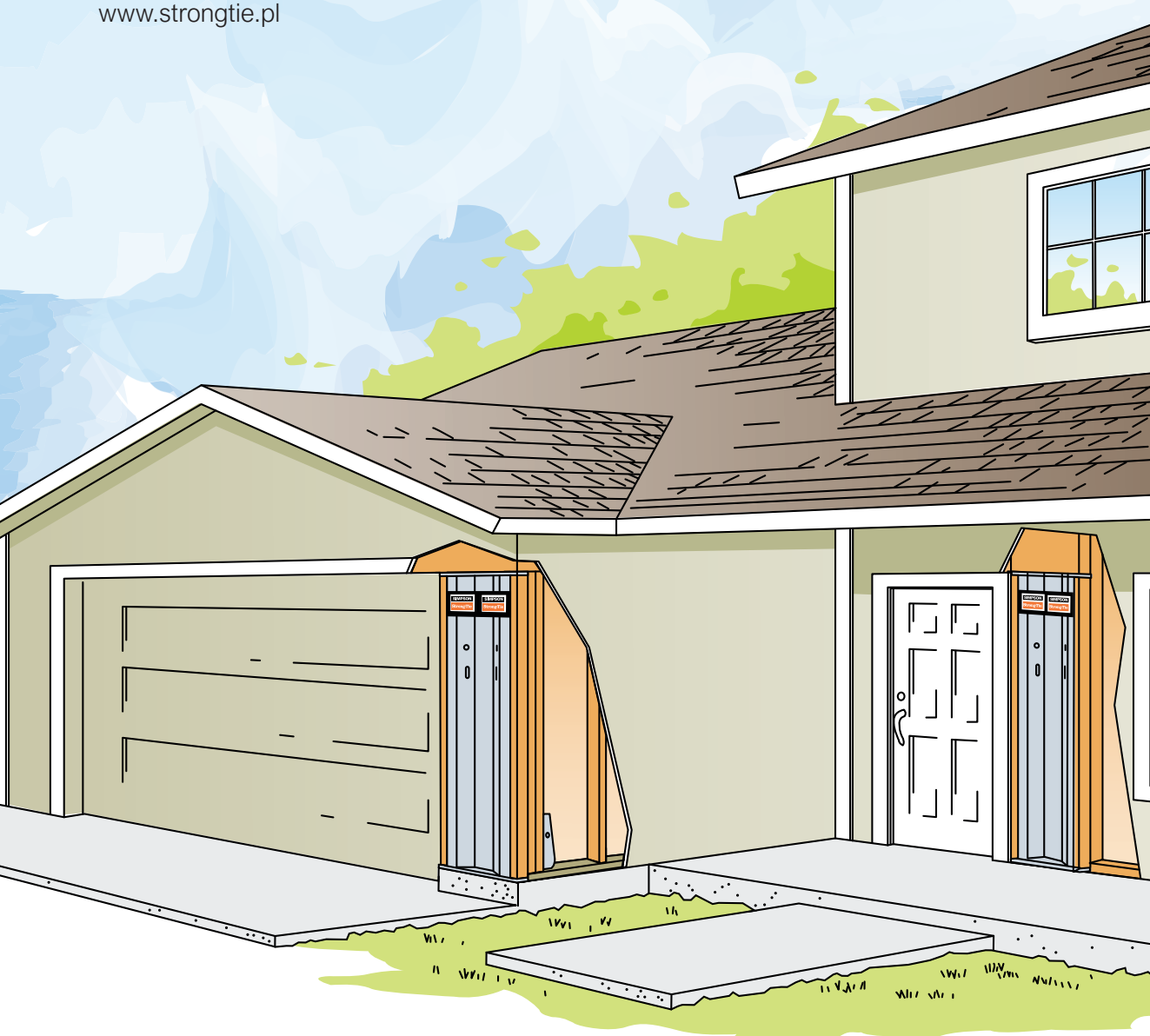
No equal

www.strongtie.pl

Jakość

Jako lider w produkcji złączy do drewna pogłębiamy naszą wiedzę dopełniając wszystkich formalności związanych z jakością, bezpieczeństwem, certyfikacją naszych produktów.


SIMPSON
Strong-Tie

SIMPSON Strong-Tie

Simpson Strong-Tie Etanco P.S.A.
02 - 871 Warszawa
ul. Karczunkowska 42
Tel/Fax : +48 22 865 22 00
E-mail : poland@strongtie.com
www.strongtie.pl